

Conference Proceedings, Published Version

**Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Hg.)**

## **Hydromechanische Beiträge zum Betrieb von Kanalnetzen**

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:

**Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik**

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/104147>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Hg.) (1995): Hydromechanische Beiträge zum Betrieb von Kanalnetzen. Dresden: Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, 7).

### **Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



# Wasserbauliche Mitteilungen

**Hydromechanische Beiträge zum  
Betrieb von Kanalnetzen**



3950-A-2011-00000132



**Institut für Wasserbau  
und Technische Hydromechanik**

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN







TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN  
FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

**Institut für Wasserbau  
und Technische Hydromechanik**

---

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 7

**Hydromechanische Beiträge  
zum Betrieb von Kanalnetzen  
– Wasserbaukolloquium '95 –**

an der TU Dresden

am 12. Oktober 1995

---

Dresden, 1995



## Die Deutsche Bibliothek – CIP-Einheitsaufnahme

**Hydromechanische Beiträge zum Betrieb von Kanalnetzen /** Wasserbaukolloquium '95 an der TU Dresden am 12. Oktober 1995 / Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik. [Hrsg. im Auftr. des Rektors der Technischen Universität Dresden von: Hans-Burkhard Horlacher ...]. - Dresden : Inst. für Wasserbau und Techn. Hydromechanik, 1995

(Dresdner wasserbauliche Mitteilungen ; H. 7)

ISBN 3-86005-155-5

NE: Horlacher, Hans-Burkhard [Hrsg.]: Wasserbaukolloquium <1995, Dresden>; Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik <Dresden>; GT

Herausgegeben im Auftrag des Rektors der Technischen Universität Dresden von:

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-Burkhard Horlacher

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Martin

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Harold Wagner

Technische Universität Dresden

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

D-01062 Dresden

Tel.: (03 51) 4 63-43 97

Fax.: (03 51) 4 63-71 20

Telex: 02278 teunidd

E-Mail: wb\_thm@bbbrs5.bau.tu-dresden.de

Redaktion:

Dipl.-Ing. Carsten Cherubim, Tel. (03 51) 4 63-46 85

Redaktionsschluß:

25. 09. 1995

Verlag:

Selbstverlag der Technischen Universität Dresden

Bezugsmöglichkeit:

Technische Universität Dresden

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

D-01062 Dresden

Der Nachdruck der Beiträge bedarf der Genehmigung durch die Redaktion und ist nur mit Quellenangabe gestattet.

ISSN 0949-5061

ISBN 3-86005-155-5



		Seite
H. Martin	Willkommen zum Wasserbau-Kolloquium '95	5
K. Jeschke	Stand und Perspektiven der Abwasserbeseitigung im Freistaat Sachsen – Gesichtspunkte für einen wirtschaftlichen Ausbau	9
M. Antener	Steuerstrategien für ein Zürcher Abwassernetz	11
G. Weiß	Hydraulische Bemessung von Abwasserrohrleitungen nach ATV-Arbeitsblatt A110	33
R. Oberhauser	Hinweise zur Bemessung von Becken nach ATV-Arbeitsblatt A128	51
H. Brombach	Konstruktion und maschinelle Ausrüstung von Regenüberlaufbecken	71
C. Xanthopoulos, H. H. Hahn	Neuere Forschungsergebnisse zur Verschmutzung des Regen- und Mischwasserabflusses – BMBF-Verbundprojekt „Niederschlag“	89
K. Roßberg	Wasserdurchlässige Straßenbefestigungen – Entlastung von Kanalnetzen?	113
H.-B. Horlacher	Druckstoßsicherung von Abwasserdruckleitungen	123
C. Cherubim	Drehbogen – hydraulische Grundlagen der Steuerung	133
M. Barth	Drehbogen – Pilotprojekt Dresden-Leuben	151
J. Gerhardt	Modelluntersuchung zum Auslaufschlitz für Regenüberlaufbecken	177
D. Aigner	Hydromechanische Grundlagen der Schwallspülung	185



Zum Gedenken an  
Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. E.h.

## Gerhard Wobus



Am 3. Oktober 1995, wenige Tage vor dem diesjährigen Wasserbaukolloquium, jährt sich zum 100. Male der Geburtstag von Professor Gerhard Wobus.

Gerhard Wobus studierte von 1919 bis 1922 Bauingenieurwesen an der Technischen Hochschule Dresden. 1922 legte er die Diplomprüfung mit Auszeichnung ab.

Im Rahmen seiner Tätigkeit in der sächsischen Wasserbauverwaltung war Dipl.-Ing. Wobus an der Planung und Ausführung der 1931 fertiggestellten Talsperre Lehmühle an der Wilden Weißeritz bei Dresden maßgeblich beteiligt. Außerdem bearbeitete er die Planungsunterlagen für die Niedrigwasserregulierung der Elbe, für die Meißner Elbbrücke, für den Friesenbachtalviadukt bei Plauen und war an anderen bedeutenden Bauwerken tätig.

In der Nachkriegszeit wurden ihm die Leitung des Entwurfes und Baus der Talsperren Sosa und Cranzahl sowie in Dresden der Wiederaufbau der Flügelwegbrücke und der Brücke der Einheit übertragen.



1956 wurde Gerhard Wobus als Professor für Wasserbau und Direktor des Institutes für Fluß- und Seebau an die Technische Hochschule Dresden berufen. Neben seiner Tätigkeit in Forschung und Lehre gehörte er zahlreichen Fachgremien an und wirkte beratend und gutachterlich an bedeutenden wasserbaulichen Vorhaben mit. Aus der Fülle der Objekte seien hier nur die Pumpspeicherwerke Hohenwarte II und Markersbach, der Überseehafen Rostock, das Kraftwerk Trattendorf, die Schiffswerft Stralsund sowie die Talsperren Ohra und Gottleuba genannt.

Im Hubert-Engels-Laboratorium des Institutes für Fluß- und Seebau wurden unter seiner Leitung zahlreiche Modellversuche im Zusammenhang mit dem Wiederaufbau der Wasserwirtschaft durchgeführt. Im Bereich der Grundlagenforschung sind seine Untersuchungen zur Wirkungsweise von Tosbecken hervorzuheben.

Auch nach seiner Emeritierung im Jahre 1962 blieb Professor Wobus dem Institut stets verbunden, und stellte sich als Berater oder Gutachter zur Verfügung.

Für seine Verdienste in der wasserbaulichen Planung, Forschung und Lehre wurde er im Jahre 1974 von der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar mit der Ehrendoktorwürde geehrt.

Am 29. 9. 1985, kurz vor seinem 90. Geburtstag, verstarb Professor Wobus in Dresden.



## **Willkommen zum Wasserbau-Kolloquium '95**

### **„Hydromechanische Beiträge zum Betrieb von Kanalnetzen“**

Traditionsgemäß findet in jedem Jahr an der Technischen Universität Dresden ein Wasserbaukolloquium des Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik statt. In diesem Jahr wurde als Thema „Hydromechanische Beiträge zum Betrieb von Kanalnetzen“ gewählt. Dieses Thema hebt sich von den Themen des Konstruktiven Wasserbaus der vergangenen Jahre ab und lenkt die Aufmerksamkeit auf wasserbauliche und hydromechanische Aspekte von Kanalisationsnetzen in Siedlungsgebieten. Mit diesem Thema soll auch bewußt versucht werden, Brücken zwischen dem Wasserbau und der Wasserwirtschaft zu schlagen, zwei Disziplinen, die oft versuchen, unabhängig voneinander ihren Weg zu gehen. Dabei müssen sie allerdings immer wieder erkennen, daß sie viele Ziele nur gemeinsam erreichen können. Hierbei kommt der Hydromechanik eine besondere, vermittelnde Rolle zu.

Die Auswahl der diesjährigen Thematik wurde auch durch rezente Forschungsprojekte zur Bewirtschaftung von Abwasserkanälen und Regenrückhaltebecken sowie durch die zunehmende Bedeutung von Steuer- und Regelorganen im Entwässerungsnetz von Siedlungsgebieten bestimmt. Diese Steuereinrichtungen erfordern es, verstärkt hydrodynamische Vorgänge und Wirkungen zu untersuchen, die mit den vereinfachten Ansätzen der Hydraulik nicht erfaßt werden können. Experimentelle Untersuchungen zu diesem Problemkreis wurden auch im Hubert-Engels-Laboratorium unseres Institutes durchgeführt.

Ende der 60er Jahre trugen die Forschungsergebnisse der Hydromechanik mit dazu bei, realitätsnahe Simulationsmodelle für den stationären und instationären Abfluß in den städtischen Kanalnetzen zu schaffen. Heute versucht man, in diese Modellierungen Schmutzfrachten mit einzubeziehen bzw. durch gezielt verursachte oder beeinflusste nichtstationäre Wasserbewegungen abwassertechnische Effekte zu erzielen. In diesem Zusammenhang spielen die hydrodynamischen Wirkungen unterschiedlicher Steuerorgane in den Kanälen eine wichtige Rolle, so daß gegenwärtig die Entwicklung der lokalen Steuerelemente besonders vorangetrieben wird.

Die Bedeutung des Themas ist eng verbunden mit dem außerordentlichen Stellenwert, welcher der Instandhaltung, Sanierung und dem Neubau von Abwasserkanälen für eine umweltgerechte Abwasserbeseitigung in Siedlungs-, Gewerbe- und Industriegebieten zukommt. In einer Studie des Münchner Info-Instituts werden für den Baubedarf des Kanalnetzes in der Bundesrepublik



Deutschland, das eine geschätzte Länge von 270 000 bis 290 000 km hat, 40 bis 60 Milliarden DM und für die Erweiterung 10 bis 11 Milliarden DM ausgewiesen. Bei den Sanierungsarbeiten handelt es sich u. a. um Abdichtungen, Rohraustausch und Rohr-Relining. Diese Arbeiten könnten auch genutzt werden, um Voraussetzungen für moderne Steuerstrategien zu schaffen, die es z. B. erlauben, Regenüberlastungseinrichtungen zunehmend durch Anlagen der Mischwasserspeicherung und -behandlung zu ergänzen.

Der Tradition des Bauingenieurwesens entsprechend wurden beim Entwurf der meisten Abwasserkanäle besonders bauliche, statisch wirkende Maßnahmen bevorzugt. Bewegliche Teile zur Beeinflussung des Abflußgeschehens wurden im allgemeinen auf ein Minimum beschränkt. Ende der 70er Jahre kamen dann verstärkt Regenrückhaltebecken aber auch Kanalstauräume mit Drossel und Überlauf zum Einsatz.

Der große Nachteil unregelter Entwässerungsnetze ist bekanntlich, daß die Kapazitätsgrenze der wichtigsten Netzteile nur im idealisierten Fall des Bemessungsregens erreicht wird. In den zahllosen anderen Belastungsfällen können jedoch Überstau (unplanmäßige Überflutungen) und Überlauf (planmäßige Entlastung in den Vorfluter) auftreten, ohne daß noch vorhandene Reserven im Netz genutzt werden. Diese Zusammenhänge bieten den Ansatzpunkt der operationellen Entwässerung, bei der das Kanalnetz in der Zielvorstellung als ein System geregelter Sammler, Staukanäle und Rückhaltebecken ausgebaut und betrieben wird.

Aus hydromechanischer Sicht ist eine gezielte Beeinflussung des Abflusses in einem Kanalnetz durch folgende Grundelemente möglich:

### 1. Abflußdrosselung

Feste Einbauten, wie Drosselstrecken, Drosselblenden, Wirbeldrosseln oder fest in einer querschnittsreduzierenden Stellung arretierte Stellglieder verursachen einen passiven hydraulischen Widerstand. Der Zusammenhang zwischen Oberwasserstand  $h$  und gedrosseltem Durchfluß  $Q_D$  ist dann durch

$$Q_D = C_D \cdot \sqrt{h}$$

gegeben.  $C_D$  kann dabei als Konstante betrachtet werden.



## 2. Abflußsteuerung

Der gesteuerte Abfluß  $Q_S$  ergibt sich auf der Grundlage von einer oder mehreren Eingangsgrößen ohne Kontrolle der gesteuerten Größe. Wird z. B. ein Schieber oder Schütz nur durch den Oberwasserstand gesteuert, so ist

$$Q_S = C_S \cdot \sqrt{h} \cdot A(h).$$

Darin ist  $A(h)$  eine fest programmierte Steuerfunktion für die Öffnungsfläche  $A$ .

## 3. Abflußregelung

Durch Rückkopplung wird der Durchfluß solange verändert, bis ein Soll- oder Zielwert  $Q_R$  innerhalb eines Toleranzbereiches erreicht wird. Für einen geregelten rechteckförmigen Überfall gilt vereinfacht

$$Q_R = C_R(h) \cdot [h_U(Q_R)]^{3/2}.$$

Wird die Sollgröße  $Q_R$  in einer zentralen Steuereinrichtung des Netzes aus den Netzparametern und Betriebszuständen des Gesamtnetzes mit dem Ziel ermittelt, für eine gegebene Situation den optimalen Betriebszustand zu erreichen, so spricht man von einer **Verbundsteuerung**.

Die zweckmäßige Gestaltung und Wirkungsweise der Steuereinrichtungen ist ein Gebiet, auf dem hydrodynamische Untersuchungen und Forschungen gefragt sind. Die Beeinflussung der Strömung erfolgt durch Über-, Um- oder Unterströmen von beweglichen Staukörpern bzw. durch Querschnittsreduzierungen mit beweglichen Wandungen des Strömungskanals. Für die Auswahl und den Einsatz der Steuerorgane sind neben den hydraulischen Wirkungen vor allem der Wartungsaufwand, die Störanfälligkeit, der Verschleiß, die Verstopfungsgefahr, die Regelcharakteristik und der Preis entscheidend. Weitere Aufgaben, die den hier betrachteten Betriebsanlagen oft zugeordnet werden, sind die Verhinderung von Überstau, der Einsatz zur Kanalspülung, die Begrenzung der Ausbreitung explosionsgefährdeter Stoffe und eine intermittierende oder vorgegebene nichtstationäre Betriebsweise, die durch gezielte Wasserstandsänderungen die biochemische Korrosion eindämmt und die Entgasung der Kanäle fördert.

Die hydromechanischen Wirkungen in Kanalnetzen müssen selbstverständlich immer im Zusammenhang mit abwassertechnischen Problemen gesehen werden; auch wenn sie in unserem Kolloquium aus der Fülle der Probleme herausgehoben werden, die mit dem Betrieb von Kanalnetzen verbunden sind. Mit dem



---

Kolloquium soll daher auch ein Forum angeboten werden, auf dem hydrotechnische und abwassertechnische Fragestellungen von Entwässerungsnetzen sowie deren Zusammenhänge diskutiert werden können und sollen.

Mit den dargestellten Untersuchungs- und Forschungsergebnissen sollen die Bemessungs- und Berechnungsgrundlagen von Kanalnetzen verbessert, Möglichkeiten für eine effektive Gestaltung von Steuereinrichtungen aufgezeigt sowie Betriebserfahrungen mitgeteilt werden.

Die Veranstalter hoffen, mit dem Kolloquium auch einen Beitrag zur wirtschaftlichen und umweltgerechten Abwasserbeseitigung zu leisten. Mit dem Ausbau von Kanalnetzen und der gezielten Abflußregelung können Mischwasserüberläufe wesentlich reduziert, Möglichkeiten für die Rückhaltung und Behandlung von verschmutztem Niederschlagswasser eingerichtet und damit die Voraussetzungen für einen wirtschaftlichen Ausbau und Betrieb der Klärwerke geschaffen werden.

Abschließend möchte ich dem Wasserbaukolloquium '95 einen erfolgreichen Verlauf wünschen und allen Mitwirkenden herzlich danken.

Mein besonderer Dank gilt den Regionalverbänden des DVWK, der ATV und des BWK, die das Kolloquium finanziell und organisatorisch maßgeblich unterstützen.

Dresden, im August 1995

Prof. Dr.-Ing. habil. H. Martin  
Professur für Technische Hydromechanik



Dr.-Ing. K. Jeschke

### **Stand und Perspektiven der Abwasserbeseitigung im Freistaat Sachsen - Gesichtspunkte für einen wirtschaftlichen Ausbau**

1990 waren nur 75 % der Einwohner Sachsens an eine Kanalisation und 56 % an eine Kläranlage angeschlossen. Nur jede fünfte Gemeinde besaß einen Kläranlagenanschluß und die etwa 320 Kläranlagen hatten nur rd. zu 50 % eine biologische Reinigungsstufe.

Über 60 % der sächsischen Fließgewässer waren kritisch belastet bis übermäßig verschmutzt (Beschaffenheitsklasse II/III bis IV).

Seit 1990 wurden im Freistaat Sachsen 250 Kläranlagen neu errichtet. Es wurden etwa 5 bis 6 Mrd. DM in die öffentliche Abwasserbeseitigung investiert, wobei sich der Freistaat mit etwa 50 % über Fördermittel beteiligt hat.

Eine Untersuchung zum landesweiten, flächendeckenden Ausbau der Abwasserbeseitigung ermittelt unter dem Gesichtspunkt eines optimalen Gewässerschutzes ein Investitionsvolumen für Kläranlagen und Kanalnetze von insgesamt 30 Mrd. DM. Das ist kurzfristig auf erträgliche Weise nicht finanzierbar.

Das Umweltministerium bindet daher die Förderung an einen stufenweisen Ausbau, die kanaltechnische Erschließung an ausreichend verdichtete gemeindliche Bebauung und die Vermeidung des Sammelns und der leitungsgebundenen Ableitung von gering verschmutztem Niederschlagswasser.

Eine flächenhafte Überprüfung der abwassertechnischen Projekte und Planungen durch ein externes Wirtschaftsunternehmen weist aus, daß eine weitreichende Zurücknahme der bestehenden Planungen dringend geboten ist. Auch bei staatlicher Förderung würden die Gebühren und Beiträge häufig in unverhältnismäßige Höhe klettern.

Soweit es gelingt, unter Beachtung regionaler und wirtschaftlicher Entwicklungsinteressen die abwassertechnischen Investitionen prioritär an den Gewässerschutz zu binden und die genannten Wirtschaftlichkeitsgrundsätze einzuhalten, kann bis 1999 ein Anschlußgrad von 75 bis 80 % an die biologische Abwasserreinigung erreichbar sein.



# **Steuerstrategien für ein Zürcher Abwassernetz**

**Stadtentwässerung Zürich**

**M. Antener**

## **Inhaltsverzeichnis**

Zusammenfassung

Problemstellung

Vorgehensweise

Durchgeführte Arbeitsschritte

Klippen und heikle Stellen bei der Steuerstrategiestudie in  
Zürich

Weiteres Vorgehen

Anhang



---

## ZUSAMMENFASSUNG

Die Becken- und Kanalabflüsse im Stadtzürcher Entwässerungssystem erfolgen bis heute praktisch unabhängig voneinander. Eine Studie soll aufzeigen, in welchem Umfang die nutzbaren Speicher- und Transportkapazitäten durch Einführung einer koordinierten Steuerung (operationelle Stadtentwässerung, Verbundsteuerung) besser ausgenützt werden können.

Als Hauptziel der Abflusssteuerung wird ein verbesserter Gewässerschutz durch verminderte Mischwasserüberläufe in die Vorfluter und durch Dämpfung von Belastungsschwankungen in den Abwasserreinigungsanlagen angestrebt. Durch Überstau gefährdete Gebiete sind nach Möglichkeit mit Hilfe von regulierenden Eingriffen in den Abflussvorgang zu entlasten.

Der potentiell erzielbare Nutzen einerseits und mögliche Auswirkungen einer Abflusssteuerung andererseits liefern dem Betreiber eines Entwässerungsnetzes die nötigen Entscheidungsgrundlagen zur Beurteilung der Zweckmässigkeit einer Steuerungsstrategie.

Die bisherigen Untersuchungen an einem Pilotgebiet in Zürich haben gezeigt, dass Einsparungen durch Kanalnetzsteuerung möglich sind und dass diese Studie zu gelegentlich überraschenden Lösungsansätzen führen kann, weil als zwingende Voraussetzung für die Modellabbildung eine genaue Analyse der Kanalabflussvorgänge erforderlich ist.

Eingehende Betrachtungen lassen zudem klar erkennen, dass kein EDV-Einsatz notwendig wäre, um die dargestellten Lösungen zu finden und in der Tendenz richtig zu beurteilen. Für den Nachweis des Nutzens eines Steuereingriffes hingegen ist die EDV erforderlich. Wenn es darum geht, eine Lösung mit Steuerstrategie genehmigen zu lassen, ist es erforderlich, dass alle Beteiligten in die verwendete Systemabbildung Vertrauen haben können. Das heisst nicht etwa, dass jedes Ereignis beliebig "genau" nachgebildet werden kann, sondern dass

- keine systematischen Fehler auftreten
- vorhandene Abweichungen erklärbar sind



- das Abflussverhalten generell und die entscheidenden Faktoren für das Netzverhalten in der Tendenz richtig erkannt werden.

Durch den Einbau eines gesteuerten Klappwehres können die aus einem Hauptsammelkanal entlasteten Mischwassermengen um 50 % und die Anzahl der Überläufe um 35 % reduziert werden. Auch weitere Teileinzugsgebiete in Zürich sollen bezüglich Steuerfähigkeit untersucht werden.

Die bisher durchgeführten Schritte der Studie dokumentieren das erhebliche ungenutzte Potential zur Reduktion der Gewässerbelastung durch entlastetes Mischwasser mit Hilfe der Speicherbewirtschaftung in grossen flachen Kanälen.

Die spezifischen lokalen Verhältnisse beeinflussen die Resultate erheblich, so dass die Erkenntnisse nicht direkt auf andere Einzugsgebiete in der Stadt Zürich übertragen werden können.

Ohne den weiteren Entscheidungen im Rahmen der Studie vorgreifen zu wollen, zeichnet sich die Tendenz ab, dass sich einige Teilnetze als steuerwürdig herausstellen werden. Eine globale Verbundsteuerung oder eine Steuerung aufgrund von Echtzeitsimulationen dürfte aber kaum eine Realisierungschance erhalten.

## PROBLEMSTELLUNG

Im Jahre 1989 zeichnete sich der Umfang der zu erwartenden Sanierungsmassnahmen im Rahmen der vollständigen hydraulischen Neuberechnung des Kanalnetzes der Stadt Zürich ab; ein - alleine aus hydraulischen Gründen - erforderliches Investitionsvolumen von Sfr. 600 Mio. Berichte über Anwendungsbeispiele von Verbundsteuerungssystemen aus USA, Japan und Europa, wobei hier Deutschland, Holland und Frankreich führend in Erscheinung traten, führten zum Start einer Studie "Kanalnetzbewirtschaftung durch Abflusssteuerung". Es sollte die Frage geklärt werden, ob sich durch eine Bewirtschaftung des zürcherischen Kanalnetzes bei den vorgesehenen Ausbaumassnahmen Geld einsparen lässt oder ob durch steuertechnische Sofortmassnahmen in einzelnen Gebieten die Verhältnisse soweit verbessert werden können, dass teure Investitionen erst viel später vorgenommen werden können.



---

Das Kanalnetz in Zürich weist die folgenden Eigenschaften auf:

Länge:	870 km	öffentliche Kanäle		
Neigung:	540 km	flacher als 2 %;	330 km	steiler als 2 %
Grösse:	140 km	grösser als 800 mm;	730 km	kleiner /gleich 800 mm
Anzahl Regenüberlaufbecken (RÜB)	:	27		
Anzahl Hochwasserentlastungen	:	135		
Anzahl Pumpwerke	:	50		

Im Stadtzürcher Entwässerungssystem sind als Stellorgane die Entleerungspumpen bei Regenbecken im Nebenschluss vorhanden. Bei Regenbecken im Hauptschluss fehlen Stellorgane. Das Kanalnetz verfügt über Steuereinrichtungen (niveaugesteuerte Pumpen) aber über keine regeltechnischen Einrichtungen (abflussgesteuerte Pumpen oder Schieber).

Einzelne Regenbecken, Pumpwerke und Kanalstauräume bilden lokale Steuerungssysteme. Sie sind abgesehen von den Sollwertvorgaben autonom.

## VORGEHENSWEISE

In einem ersten Schritt wurde das Team gebildet, welches die Studie durchführen soll. Kapazitätsgründe waren ausschlaggebend dafür, dass für die Hauptarbeit ein externes Ingenieurbüro beigezogen wurde. Im Laufe der Studie hat sich dann gezeigt, dass insbesondere auch das Einbringen von neuen Ideen und Massnahmen von aussen den Erfolg wesentlich beeinflussen. Die Mitarbeit aus den Reihen der Stadtentwässerung ist unerlässlich, damit alle Informationen über das bestehende Netz ohne viel Aufwand einfließen können. Schliesslich standen uns für die fachtechnische Beratung zwei ausgewiesene Experten auf diesem Gebiet zur Verfügung: Prof. W. Schilling und Prof. M. Grottker, die beide in dieser Zeit an der Eidg. Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz (EAWAG) in Dübendorf tätig waren.



Anschliessend wurden mit den Fachspezialisten Konzeptfragen erörtert, sowie die vorhandene Literatur über dieses interdisziplinäre Fachgebiet gesichtet und geordnet.

Der sich daraus ergebende Planungsprozess bei der Kanalnetzbewirtschaftung mit Abflusssteuerung ist zweckmässigerweise in Etappen durchzuführen. Der Abschluss einer Prozessstufe bietet jeweils Gelegenheit für eine Standortbestimmung oder Erfolgskontrolle. Als Stufen des Planungsprozesses wurden vorgeschlagen:

- Stufe 1: Zielsetzung definieren**  
Ziele ohne Rangfolge auflisten. Noch keine Prioritäten setzen.
- Stufe 2: Analyse des Ist-Zustandes und Wahl eines Piloteinzugsgebietes**  
Analyse des Leistungsvermögens des Kanalnetzes, Beurteilung der Steuerwürdigkeit der einzelnen Teilsysteme (Kanalnetzteile) und Wahl eines geeigneten Einzugsgebietes.
- Stufe 3: Detailanalyse des Pilotgebietes**  
Kennenlernen des Speicher- und Transportverhaltens im gewählten Untersuchungsgebiet durch Messdatenanalyse und Computersimulationen. Einführen der Lokalsteuerung von steuerbaren Kanalnetzelementen (Becken, Pumpstationen und Kanalstauräume) und Analyse der Auswirkungen.
- Stufe 4: Entwickeln einer Steuerstrategie für das Pilotgebiet**  
Bei positivem Wirkungsnachweis: Steuerstrategie zur koordinierten Steuerung der Lokalautomatiken entwickeln und implementieren, ein Übergang von der Lokal- auf die Verbundsteuerung findet statt.
- Stufe 5: Globale Verbundsteuerung**  
Die Stufen 3 bis 5 werden auch für andere steuerwürdige Teileinzugsgebiete durchgeführt. Werden verschiedene Teilsysteme koordiniert gesteuert, sorgt die oberste Leit- und Steuerebene für deren gegenseitige Abstimmung.



---

## DURCHGEFÜHRTE ARBEITSSCHRITTE UND IHRE RESULTATE

### Stufe 1: Zielsetzung definieren

Die Abflusssteuerung eines Entwässerungssystems soll vorrangig folgende Bedingungen erfüllen:

1. Verringerung der Gewässerbelastung infolge von Mischwasserüberläufen, indem vorhandene Speicher- und Transportkapazitäten des Kanalnetzes besser genutzt werden. Die verbesserte Ausschöpfung des Leistungspotentials erfolgt unter Vermeidung von Rückstauschäden.
2. Dämpfung der hydraulischen Belastungsschwankungen der Kläranlagenbeschickung, um damit die durchschnittliche Reinigungsleistung zu erhöhen.
3. Grössere Sicherheit gegen Überstauschäden, indem brachliegende Kapazitätsreserven aktiviert werden, z.B. mittels Belastungsausgleich zwischen überlasteten und unterbelasteten Teilsystemen.

Die Minimierung von Energieverbrauch und Betriebskosten steht in der Regel nicht im Vordergrund einer Netzbewirtschaftung durch Steuerstrategien, kann aber willkommenes Nebenprodukt einer Abflusssteuerung sein. Da in Zürich alle Entlastungen im freien Gefälle stattfinden und somit kein entlastetes Mischwasser in die Vorfluter gepumpt werden muss, wird der Energieverbrauch nicht beachtet.

### Bedingungen, Mussziele

- Als Folge des gesteuerten Abflusssystems darf das Überflutungsrisiko gegenüber dem ungesteuerten Zustand nicht zunehmen. Der Risikoanalyse und -bewertung von Steuerungsmassnahmen ist auf den Stufen des Konzeptes und der Ausführung grösste Beachtung zu schenken.
- Abflusssteuerungen können zu unerwarteten Betriebszuständen führen. Eine Gefährdung von Unterhaltsequipen ist absolut auszuschliessen.



- Bei einem Ausfall von Steuerorganen muss das System wie im ungesteuerten Zustand funktionieren.

## **Stufe 2: Analyse des Ist-Zustandes und Wahl eines Piloteinzugsgebietes**

Auf dieser Stufe gilt es, sinnvoll abgegrenzte Teileinzugsgebiete zu bestimmen, zu beschreiben und hinsichtlich der Eignung für eine Abflusssteuerung zu bewerten. Das Pilot-Teileinzugsgebiet soll möglichst folgende Kriterien erfüllen:

- hohes aktivierbares Speichervolumen von Becken und Kanälen
- hohe flächenbezogene spezifische Speicherkapazität
- gefällsarme Kanäle
- hoher Vermaschungsgrad.

Das aktivierbare Speichervolumen wird dabei nicht nur von der Grösse der Kanäle bestimmt, sondern auch von der Höhenlage der Überfallkanten, dem Wasserspiegel bei Trockenwetter und von Geländetiefpunkten.

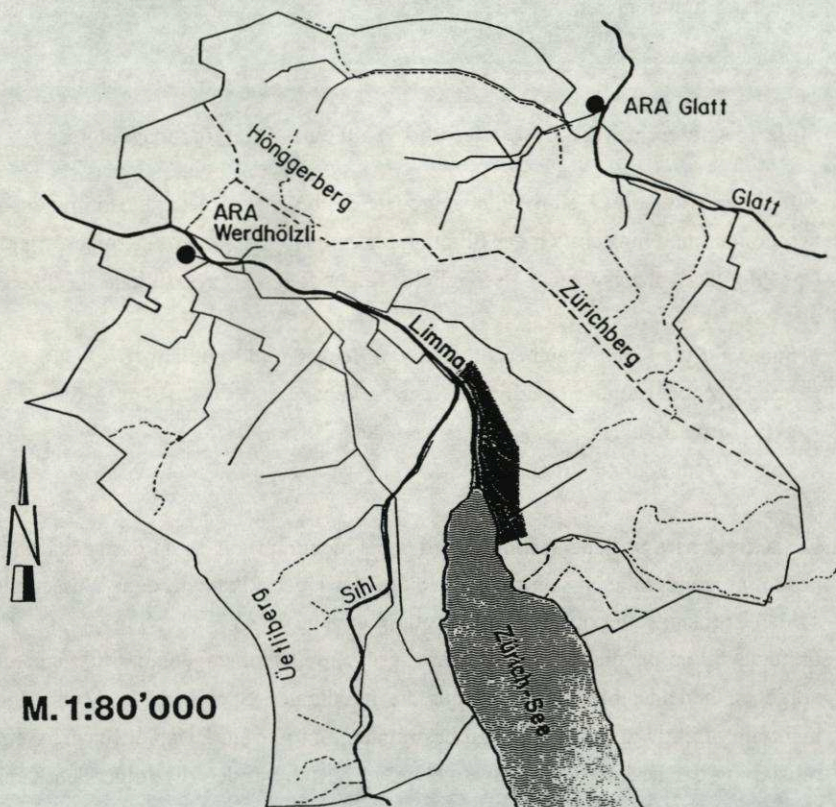
Erstmals fallen bei diesem Arbeitsschritt grössere Datenmengen an. Stufengerecht vorgehen bedeutet hier, zunächst nur die maximalen Speicherräume (und noch nicht die effektiv aktivierbaren) zu bestimmen, um nur ein Beispiel für die Generalisierung der Datenerhebung anzugeben. In Zürich wurden die folgenden Kenngrössen bestimmt:

Fläche, Befestigungsgrad, Kanalvolumen ab 800 mm Nennweite, vorhandenes Beckenvolumen sowie das geplante Speichervolumen.

Mindestens ebenso wichtig aber ist der Einbezug von Unterlagen wie

- vorliegende Beobachtungen (sichtbare Verschmutzungen bei Regenauslässen, Kanalablagerungen, Überstauchadensmeldungen)
- bestehende Messresultate (Wasserstand, Abfluss, Beckenfüllungen, Anzahl jährliche Überläufe)
- Simulationen mit Bemessungsregen
- Kontinuumsimulationen





### Legende


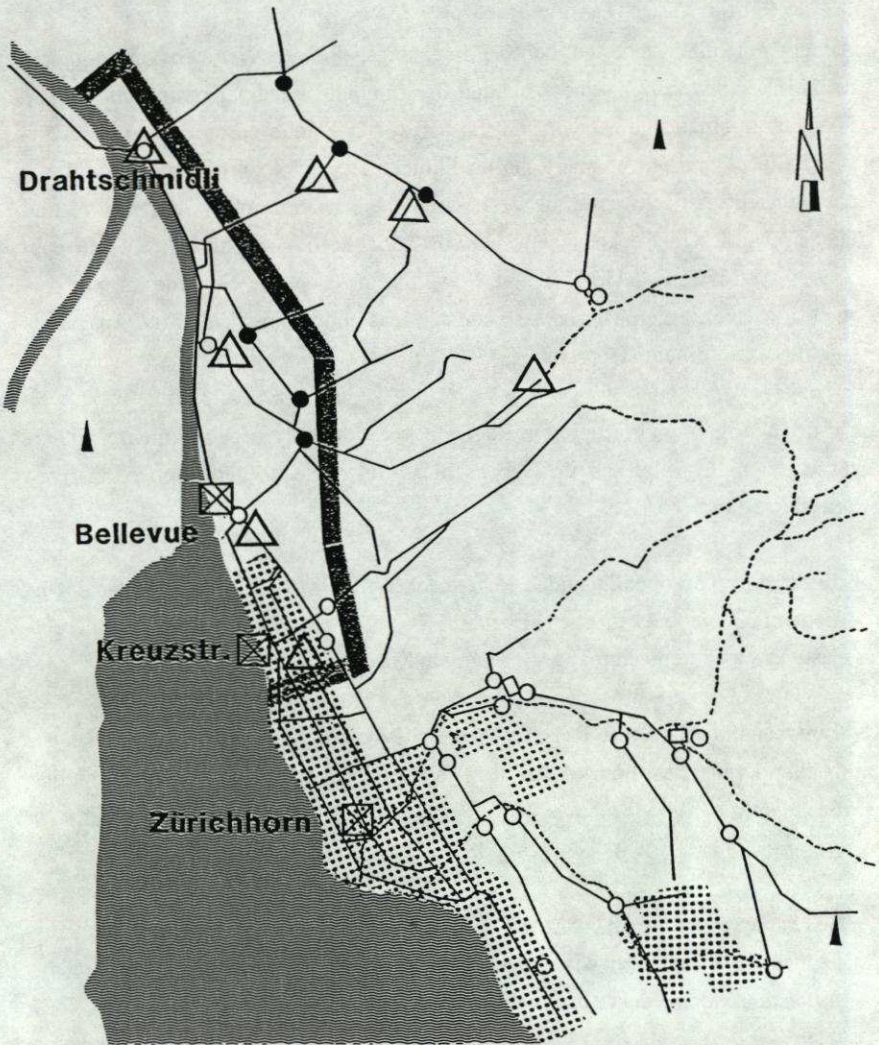
- **Wasserscheide**
- ..... **Bach**
- **Hauptkanalnetz**
-  **Piloteinzugsgebiet**

Bild 1: Piloteinzugsgebiet für die Studie "Kanalnetzbewirtschaftung durch Abflusssteuerung" in einer Übersicht der Stadt Zürich





Legende: ○ / ● Direkte/Interne Hochwasserentlastungen

☒ / ☐ Regenüberlaufbecken mit/ohne Wasserstandsmessungen

▲ Regenmessstationen

△ Messstellen im Kanal

■ Piloteinzugsgebiet

▨ Trennsystemgebiet

Bild 2: Pilotgebiet mit Übersicht über das Entwässerungsnetz und die Messstellen.



---

## Wahl eines Piloteinzugsgebietes

Als ein potentiell steuertaugliches Piloteinzugsgebiet erweist sich vorrangig das rechte Ufer des Zürichseebeckens und der Limmat bis zum Drahtschmidlidüker. Das Gesamteinzugsgebiet von 430 ha befestigter Fläche besteht aus 370 ha Systemzuflüsse und 60 reduzierte ha im Piloteinzugsgebiet selber. Im Gebiet treten unerwünschte Mischwasserüberläufe und Überschwemmungen auf. Es verfügt über drei grössere Beckenspeicher (RÜB Zürichhorn  $V = 600 \text{ m}^3$ , RÜB Kreuzstrasse  $V = 650 \text{ m}^3$ , RÜB Bellevue  $V = 1'550 \text{ m}^3$ ), flaches Gelände mit entsprechend grosskalibrigen Mischwasserkanälen und bildet somit eine gute Ausgangslage für eine Verbundsteuerung.

Bei der heutigen unkoordinierten Regenbeckenentleerung der drei hintereinandergeschalteten Regenbecken im Nebenschluss treten u.a. folgende unerwünschten Betriebszustände auf:

- Entleerung von obenliegenden Regenbecken tritt in Aktion, obwohl das untenliegende Regenbecken noch überläuft. Dieser Zustand führt zur Sekundärentlastung von bereits einmal gespeichertem Mischwasser.
- Einerseits überläuft das Regenbecken Bellevue und andererseits ist das Regenbecken Kreuzstrasse nur teilgefüllt: Die Regenbeckenkapazität ist nicht optimal ausgenützt.
- Schwach verdünntes Abwasser (4/5 Trennsystem, 1/5 Mischsystem) beim Regenbecken Zürichhorn wird abgeschlagen, obschon die Transportkapazität im weiterführenden Kanal noch nicht ausgeschöpft ist.
- Das Regenbecken Bellevue wird entleert, während das stark verschmutzte Mischwasser immer noch vor dem Drahtschmidlidüker ungeklärt in die Limmat entlastet wird.



Zusammengefasst existieren im Gebiet:

- Gewässerschutzprobleme
- Überschwemmungen
- steuerbare Komponenten (Pumpwerke für die Beckenentleerung)
- beträchtliches Steuerungspotential

Dies genügt bereits, um die Steuerfähigkeit des Gebietes anzunehmen und damit zur nächsten Stufe vorzudringen.

### **Stufe 3: Detailanalyse des Pilotgebietes**

Auf dieser Stufe soll anhand einer hydraulischen Grobsimulation der maximal erzielbare Gesamtnutzen einer Abflusssteuerung quantifiziert werden.

#### **Programme**

Zunächst musste die Frage eines geeigneten EDV-Werkzeuges beantwortet werden. Obwohl die hydraulische Kanalnetzdimensionierung mit dem Programmpaket GVM der Firma Dorsch gerechnet worden ist, entschlossen wir uns, mit dem Programm MOUSE und dem damals vor dem Entwicklungsabschluss stehenden MOUSE-PILOT bzw. SAMBA-CONTROL das Grobnetz des Berechnungsgebietes zu modellieren und zu berechnen.

Mit der Kontinuumsimulation sind grobe Aussagen möglich über die mittleren jährlichen Überlaufkennwerte (Volumen, Dauer, Anzahl der Überläufe) der verschiedenen Entlastungsanlagen sowie über die Empfindlichkeit der einzelnen Anlagen auf Variationen von Weiterleitungsmengen und Speichergrößen.

Die Verwendung eines hydrodynamischen Simulationsmodells war im vorliegenden Fall unumgänglich, weil zum einen sich im extrem flachen System ungleichförmige instationäre Abflussvorgänge einstellen, und zum anderen, bedingt durch hydraulische Überlastung sowie die relativen Höhenlagen von Kanalüberläufen,



---

Fliessumkehrungen auftreten. Diese Variationen und Fliess-Umkehrungen sind bereits aus der hydrodynamischen Berechnung klar ersichtlich; sie dokumentieren, dass in flachen und komplexen Systemen der Anwendung von vereinfachten Modellen wie MOUSE-SAMBA, SASUM oder KOSIM mit einfach definierten Weiterleitungsmengen Grenzen gesetzt sind.

Möglicherweise liefern zwar auch diese Simulationen richtige Grössenordnungen und Tendenzen, nur wird es äusserst schwierig, die Rechnungsergebnisse zu verifizieren. Eine Sensitivitätsanalyse, welche aufzeigt, wo die steuerungsmässig heiklen Punkte im Modell liegen, ist dann aber auf diesem Datenmaterial beruhend praktisch nicht mehr nachvollziehbar.

#### Definition einer Systemabbildung als Grobmodell

Die Definition einer Systemabbildung stellt einen iterativen Prozess dar. Vertiefte Kenntnisse in der Hydraulik einerseits und in die Prinzipien des verwendeten Berechnungswerkzeuges andererseits sind hier zwingend erforderlich.

Die Zuteilung von systeminternen Anschlussflächen auf das vereinfachte Kanalnetz kann sich lokal auf Abfluss, Speicherung und Überlauf beträchtlich auswirken. Entsprechend sorgfältig müssen diese Gebietszuteilungen erfolgen. Ebenso sind die wesentlichen Strukturelemente der Kanalsysteme einzubeziehen.

Grossen Einfluss auf das Abflussgeschehen im Kanal- und Beckensystem des Pilotgebietes üben die mengenmässig relevanten Systemzuflüsse aus. Die Zuordnung von befestigten Flächen an den einzelnen Systemzuflüssen bereitet in vielen Fällen Schwierigkeiten, weil die angeschlossenen Entwässerungsteilsysteme untereinander verknüpft sind und somit nicht isoliert funktionieren.

Folgende Lösung führte zum Ziel: Über ein breites Abflussspektrum wurden Modellregen bestimmt und mit dem uns zur Verfügung stehenden GVM-Modell sämtliche zugehörigen Zuflussganglinien gerechnet. Für jeden Modellregen wurde das gesamte Abflussvolumen durch die massgebende Regenhöhe dividiert und



daraus die abflusswirksame Fläche zurückgerechnet. Sind die Flächen identisch, finden keine wesentlichen Entlastungsvorgänge statt.

Andernfalls werden die erhaltenen modellmässigen Einzugsgebietsflächen den wichtigsten Entlastungsanlagen zugeordnet. Mit Speichern wird lange nachlaufendes Wasser simuliert.

### Kalibrierung des Grobmodells

Die Kalibrierung des Simulationswerkzeuges "MOUSE" wurde anhand der "GVM" Simulationsresultate von ausgewählten Modellregenereignissen vorgenommen.

Als entscheidende Kriterien beim Modellaufbau haben sich ergeben:

- Grad der Vereinfachung der Kanalnetzabbildung
- Einbezug des Trockenwetterabflusses vor Simulationsbeginn
- Aufbereitung der Gebiete, welche ins Pilotgebiet Zuflüsse liefern
- Rückstauverhältnisse aus dem unterhalb liegenden Kanalnetz oder der Kläranlage

Bei der Simulation schwacher Regen zeigte sich rasch, dass ein "Kaltstart" ohne Beachtung der Trockenwetterabflüsse vor dem Regen unzulässige Abweichungen bringt. Es musste sogar ein Tagesgang einbezogen werden.

### Verifikation durch Messresultate

Der Aufbau einer Modellabbildung des Entwässerungsnetzes stellt ein eigentliches Kernstück der durchgeführten Arbeiten dar. Selbstverständlich sind diese Arbeiten nur dann weiterverwendbar, wenn es gelingt, das aufgebaute kalibrierte Modell genügend zuverlässig zu verifizieren. Dies erfolgte mit ausgewählten, gemessenen Regenabflussereignissen. Dazu war der Aufbau und der Betrieb eines umfangreichen Messnetzes erforderlich. Es bestand aus drei stationären Regenmessstationen und aus 7 Messstationen im Kanalnetz, wo kontinuierlich Niveau- und Geschwindigkeitsmessungen durchgeführt wurden. Zudem waren die Regen-



---

becken mit Füllstandsanzeigen ausgerüstet. Die Kampagne im Herbst 1990 dauerte 3 Monate.

Erste Plausibilitätstests der durchgeführten Messungen ergaben folgende Auswertung:

- Die Niederschlagsaufzeichnungen differieren bereits beträchtlich zwischen den einzelnen Stationen. Daraus resultierende Abflussmengen ergeben dann aber doch meistens ein charakteristisches Bild für jeden Regen, egal welche Station für die Simulation verwendet wird. Die Regennmessungen wurden jedoch nur für Plausibilitätstests und zur Verifikation von Modellannahmen verwendet.
- Wasserstandsmessungen in Regenbecken und Kanalisation waren meist sehr zuverlässig, nachdem anfängliche Schwierigkeiten behoben worden sind.
- Die Resultate der Geschwindigkeitsmessungen im Kanalnetz waren mit so grossen Unsicherheitsfaktoren behaftet, dass sie keine zuverlässigen Beiträge liefern konnten.

#### Resultate der Modellrechnungen

Aus den Berechnungen ist ersichtlich, dass die Speicher- und Transportkapazitäten im Hauptsammlersystem bei schwacher bis mittlerer Regenbelastung nur teilweise ausgelastet sind, während bereits Mischwasserentlastungen vorkommen. Würden die auf einer Kanalstrecke von ca. 1'800 m vorhandenen Kanalstauraum-Reserven erschlossen, könnten bei 8 der 12 simulierten Abflussereignissen die Überläufe beim Drahtschmidli vermieden werden. In jedem Fall würden die Überlaufrachten durch einen gedrosselten Abfluss vor der Entlastung Drahtschmidli stark zurückgehen. Das potentiell aktivierbare Kanalstauraum-Volumen im Hauptsammler liegt bei den erwähnten 8 Abflussereignissen in der Grössenordnung von 2'000 m<sup>3</sup>. Dies entspricht einer zusätzlichen mittleren Kanaleinstauhöhe von 0.5 m bei vorhandenen Einstaureserven bis zum Kanalscheitel zwischen rund 0.7 und 1.0 m.

Wesentlichstes Resultat bildet jedoch ganz klar die vereinfachte Systemabbildung selber. Der Vergleich der gerechneten Abflussmengen und Wasserspiegellagen mit den detaillierten Rechnungen mit GVM sowie mit den gemessenen Wasserspiegeln im Rahmen der Messkampagne zeigt auf, dass nicht nur tendentiell rich-



tige sondern auch zuverlässige Ergebnisse bei Langzeitsimulationen erzielt werden können.

Einen wesentlichen Einfluss auf die Erreichung dieser Resultate übte der Beizug von Hr. Ch. Eicher aus. Er ist nicht nur Experte bei der Analyse von Abflussvorgängen eines Kanalnetzes, sondern auch offizieller Betreuer der MOUSE-Anwender in der Schweiz.

#### **Stufe 4: Entwickeln einer Steuerstrategie für das Pilotprojekt**

##### **Nutzenbewertung**

Der Nutzen einer Steuerstrategie ist oft nur sehr schwer bezifferbar. Sind Abgaben für entlastetes Mischwasser oder für entlastete Abwasserinhaltsstoffe zu entrichten, kann der Nutzen in absoluten Zahlenwerten angegeben werden. Ebenso, wenn mit der Steuermassnahme der Neubau oder die Vergrösserung eines Kanalisationsabschnittes verhindert oder verzögert werden kann. Problematisch wird der Nutznachweis, wenn die Entlastungskonzeption lediglich aufgrund eines Dimensionierungsregens erfolgt. In jedem Fall sind hier die Fachverbände und die Aufsichtsbehörden gefordert, durch entsprechende Richtwerte oder finanzielle Anreize einen Nachweis des Nutzens zu ermöglichen. In Zürich wurde die Nutzenfrage wie folgt gelöst:

- Entlastungen in den Zürichsee mit 3 Badanstalten im See und 3 im obersten Limmatbereich sind als viel schlechter einzustufen als eine Entlastung in die Limmat beim Drahtschmidli, auch wenn es sich um Überlaufwasser eines Regenüberlaufbeckens handelt. Die Gewichtung erfolgt mit einem Faktor von 1:5.
- Direktentlastungen in den Zürichsee sind aus ästhetischen Gründen so weit wie möglich zu reduzieren.
- Ums Jahr 2000 ist im unteren Bereich des Pilotgebietes eine Erweiterung der Kanalisation mit Kosten von 12 Mio. Franken vorgesehen. Reduktionen am Bauvolumen oder Verzögerungen können buchhalterisch als Nutzen erfasst werden.



- 
- Schmutzstofffrachten werden keine in die Nutzenüberlegung einbezogen.

## Varianten für ein gesteuertes Kanalnetz

### Variante 1

Einbau eines Klappwehres anstelle der hochgezogenen Überlaufkante bei der Entlastung Drahtschmidli inklusive Fernüberwachung und Bedienung.

Kosten:	elektro- und steuertechnische Installationen	Fr. 600'000.--
	bauliche Installationen	Fr. 360'000.--
	jährliche Betriebskosten inkl. Kapitaldienst	Fr. 130'000.--

(Der Aufwand für Betrieb und Unterhalt der Anlagen darf nicht unterschätzt werden).

#### Nutzen:

- Bei der Hochwasserentlastung Drahtschmidli kann die Häufigkeit der Entlastungen um 35% und die Entlastungsmenge um 50% reduziert werden.
- Beim Regenüberlaufbecken Bellevue resultiert ein mengenmässiger Mehrüberlauf von 10%.
- Die Hochwassersicherheit der stark gefährdeten Gebiete kann entscheidend verbessert werden.
- Die Planung für die vorgesehenen Bauarbeiten wird nicht aufgenommen, bis weitere Abklärungen erfolgt sind. Der Baubeginn erfolgt somit um mindestens ein Jahr verzögert.

### Variante 2

Einbau eines Klappwehres beim Drahtschmidli und gesteuerte Entleerung der Regenbecken in Funktion von diversen Wasserspiegellagen im Kanalnetz:

Kosten:	elektro- und steuertechnische Installationen	Fr. 950'000.--
	bauliche Installationen	Fr. 420'000.--
	jährliche Betriebskosten inkl. Kapitaldienst	Fr. 190'000.--



Nutzen: Bei Drucklegung des Berichts sind die Resultate noch unvollständig. Untersuchungen haben bisher gezeigt, dass die gesteuerte Entleerung der Regenbecken sowohl in Abhängigkeit der Abflusstiefe im weiterführenden Kanal als auch in Abhängigkeit der Entlastungstätigkeit beim Drahtschmidli keine nennenswerte Auswirkungen zeigt.

Dies zeigt auf, dass • die recht lange Fließzeit im Hauptkanal

- die verhältnismässig kleine Pumpmenge im Vergleich zum Gesamtabfluss und
- die lokalen Verhältnisse

je nach Regenereignis sogar negativen Nutzen (Schaden) anrichten können.

Weitere Varianten wurden noch nicht untersucht.

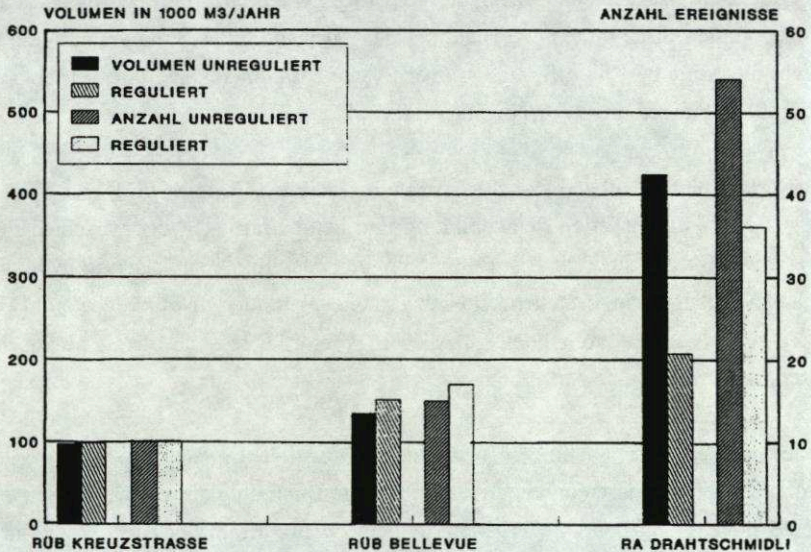


Bild 3: Vergleich von Überlaufhäufigkeit und -menge von Mischwasser im Jahre 1993 an 3 Stellen ohne/mit gesteuertem Klappwehr bei der HE Drahtschmidli.



---

## KLIPPEN UND HEIKLE STELLEN BEI DER STEUERSTRATEGIE-STUDIE IN ZÜRICH

### Beteiligte Fachleute

Die gestellte Aufgabe ist nur erfolgreich durchführbar, wenn alle Beteiligten (Planer, Betriebsleute, Aufsichtsbehörden) vom überwiegenden Nutzen der Abflusssteuerung überzeugt sind. In jeder Phase ist diese Überzeugung zu überprüfen und gegebenenfalls neu herzustellen.

Im einzelnen verdienen folgende Anforderungen besondere Beachtung:

Der Auftraggeber muss wissen, "was er will" und für eine straffe Projektierung sorgen. Dazu ist bedeutend mehr Zeit und Engagement erforderlich, als zunächst angenommen. Eine glückliche Hand bei der Auswahl der Auftragnehmer vereinfacht die Aufgabe. Die Information über Systemzusammenhänge und betriebliche Randbedingungen muss er frühzeitig erarbeiten.

Der erfolgreiche Aufbau einer Steuerstrategie setzt den Einsatz von Experten voraus. Beim Aufbau der Systemabbildung und beim Erarbeiten der verschiedenen Varianten für die Steuerung ist es unabdingbar, dass Expertenwissen in hydraulischen Vorgängen, im bestehenden Netzverhalten aber auch im verwendeten EDV-Werkzeug "vor Ort" vorhanden ist. Allerdings fehlt heute noch oft die praktische Erfahrung.

Vom bearbeitenden Fachingenieur werden Innovation, Eigeninitiative, aussergewöhnliches Fachwissen und analytisch abstrakte Denkfähigkeit verlangt, da in der heute noch weitgehend neuen Materie noch wenig Erfahrung und Know-how entwickelt worden sind und die Bedürfnisse zudem sehr "lokalspezifisch" formuliert werden.

Da die Bearbeitungswerkzeuge für spezifische Applikationen heute noch nicht als Konfektionsware vorhanden sind, ist eine gute Systemunterstützung von grosser Bedeutung.



## Aufbau der vereinfachten Systemabbildung

Flache Gebiete mit Höhendifferenzen von wenigen Dezimetern zwischen den verschiedenen Überfallkanten verlangen eine hydrodynamische Berechnung. Der Aufbau der vereinfachten Systemabbildung im betrachteten Gebiet selber verlangt lediglich ein vorsichtiges Vorgehen bei den Vereinfachungen und sehr gute Kenntnisse des Berechnungsmodelles. Hingegen erweist sich die vereinfachte Abbildung von grossen externen Zuflussgebieten als sehr heikel. Gelingt es nicht, die Zuflussganglinien in ihrer Tendenz genügend genau abzubilden, wird das Modell nie das notwendige Vertrauen der Benutzer gewinnen.

Für den Füllungsgrad des untersuchten Systems sind die Zufluss-, Abfluss- und Weiterleitungsmengen bei gedrosseltem Abfluss sowie die Rückstauverhältnisse aus unten anschliessenden Gebieten entscheidend. Durch Empfindlichkeitsuntersuchungen kann abgeklärt werden, welche Genauigkeits-Anforderungen für die jeweiligen Zuflüsse zu fordern sind.

Unsere Erfahrungen haben gezeigt, dass die Genauigkeit der Weiterleitungsmengen bei kleinen bis mittleren Regen über die Güte der Simulation entscheidet. Wesentlich ist bei diesen Ereignissen ferner die Grundlast bei Trockenwetterabfluss.

## Quantifizierung des Nutzens

Die Schwierigkeit, den Nutzen zu quantifizieren, wurde bereits angesprochen. Entscheidend für ein rationelles Vorgehen ist die Definition des Nutzens vor dem Variantenstudium. Bewährt hat sich eine gleichzeitige Erarbeitung von Nutzenaspekten und operationellen (d.h. mess- oder quantifizierbaren) Zielen.

## Sicherheit

Der Betreiber eines Kanalnetzes knüpft an eine Abflusssteuerung insbesondere das Erfordernis, dass die Sicherheit von allen Arbeiten im und am Kanalnetz abso-



---

lut gewährleistet wird. Ein gesteuertes Kanalnetz ist in der Lage, nicht vorhersehbare Abflusssituationen zu schaffen. Ein Sicherheitskonzept muss Unfälle verhindern. Ebenso ist sicherzustellen, dass das gesteuerte Netz bei Ausfall irgendwelcher Komponenten - Stromunterbrüche kommen gelegentlich als Folge von Gewittern vor - nachweisbar nicht schlechter funktioniert als das ungesteuerte.

## **WEITERES VORGEHEN**

Die Stadtentwässerung Zürich besitzt heute ein funktionierendes Langzeit-Simulationsmodell und einige Vorschläge für mögliche Steuereingriffe. Im Rahmen einer Studie müssen diese Massnahmen nun mit einer rein baulichen Lösung sowie mit einer gemischten "baulich - gesteuerten" Variante verglichen werden. Die daraus hervorgehende Lösung wird projektiert und parallel dazu die definitive Steuerstrategie ausgearbeitet. Danach soll das Projekt genehmigt und realisiert werden.

Im Rahmen von grossräumigen Kanalsanierungen soll auch in anderen Gebieten der Stadt die Steuerwürdigkeit des Kanalnetzes abgeklärt und gegebenenfalls eine Lösung realisiert werden. Aufgrund der heutigen Erfahrungen ist jedoch nicht mit einer globalen Verbundsteuerung im Zürcher Kanalnetz zu rechnen.

Ob zu einem späteren Zeitpunkt auch Schmutzfrachtbetrachtungen einbezogen oder Steuerungen aufgrund von simulierten Abflussprognosen ausgearbeitet werden sollen, ist noch offen. In absehbarer Zeit ist aber nicht damit zu rechnen.



## Anhang

**Verzeichnis der Abkürzungen**

EDV:	Elektronische Datenverarbeitung
GVM-Dorsch:	Ganglinien - Volumen - Modell; hydrodynamisches Kanalnetz-berechnungsmodell der Firma Dorsch.
HE:	Hochwasserentlastung
MOUSE:	Hydrodynamisches Kanalnetzberechnungsmodell, auch Langzeitberechnungsmodell des "Danish Hydrolic Institute"
RüB:	Regenüberlaufbecken
V:	Volumen in [m <sup>3</sup> ]

**Verzeichnis der verwendeten Literatur**

Kanalnetzbewirtschaftung durch Abflusssteuerung; Stadtentwässerung Zürich.  
Bericht Nr. 1 bis 4 und zugehöriger Fachbericht.

Autoren: Toscano-Bernardi-Frey AG, Zürich

Co - Autoren für einzelne Berichte: W. Schilling, M. Grottker, Ch. Eicher



## **Hydraulische Bemessung von Abwasserrohrleitungen nach ATV-Arbeitsblatt A 110**

Dr.-Ing. Gebhard Weiß  
Umwelt- und Fluid-Technik Dr. H. Brombach GmbH  
Steinstr. 7, 97980 Bad Mergentheim

### **Einleitung**

Das 1988 herausgegebene Arbeitsblatt A 110 "Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen" regelt die Bemessung von teil- und vollgefüllten Abwasserleitungen. Kern des Arbeitsblattes ist die Anwendung der Formel von PRANDTL - COLEBROOK für das vollgefüllte Kanalrohr und die rechnerische Übertragung auf teilgefüllte Querschnitte. Zur Erfassung hydraulischer Widerstände an Schächten, Rohrmuffen etc. wird die Berechnung detaillierter Einzelverluste ebenso wie das Konzept der betrieblichen Rauheit an Stelle zahlreicher Einzelverluste beschrieben. Sonderfälle wie Strömungen mit seitlichem Zufluß, Flachstrecken und Ablagerungen und Steilstrecken mit Lufteintrag vervollständigen diese Richtlinie.

Der vorliegende Beitrag soll zunächst die wichtigsten Grundlagen des Arbeitsblattes erläutern, wobei ein besonderes Augenmerk der richtigen Anwendung der Berechnungsansätze gelten soll. Sodann sollen auch einige der genannten Sonderfälle angesprochen werden. Das Papier soll also aus der Sicht der Praxis die hydraulischen Ansätze der A 110 rekapitulieren und vertiefen.

### **Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis**

Die Aufgabe für den planenden Ingenieur stellt sich üblicherweise so, daß eine oder mehrere Kanalhaltungen entweder neu zu planen und deshalb zu dimensionieren sind oder aber daß die Leistungsfähigkeit einer bestehenden Kanalstrecke nachzurechnen ist. In beiden Fällen muß zunächst der Bemessungsabfluß definiert werden, auf den die Leitung auszulegen ist. Das Thema der sachgerechten Wahl dieses Bemessungsabflusses könnte einen eigenen Beitrag füllen und wird hier ausgespart. Es sei hier nur auf das ATV-Arbeitsblatt A 118 (1983), die neue europäische Norm DIN EN 752 (1993) Teil 2 und weiterhin auch auf das Urteil des Bundesgerichtshofes vom 5. Okt. 1989 (BGH 1990) verwiesen, nach dem eine gemeindliche Regenwasserkanalisation unzureichend ist, wenn sie lediglich auf einen einjährigen Berechnungsregen zugeschnitten ist. Im folgenden wird von einem bekannten Bemessungsabfluß  $Q_b$  ausgegangen.



Abwasserkanäle in freiem Gefälle sollen in der Regel mit Freispiegel und nicht unter Druck betrieben werden. Das Arbeitsblatt A 110 empfiehlt, die Leistungsfähigkeit bei Vollfüllung nur zu 90 % auszunutzen, um pauschal unter anderem Querschnittsverringerungen durch Ablagerungen und fertigungsbedingte Nennweiten-Unterschreitungen zu berücksichtigen. Es gibt natürlich Ausnahmen, wie Pumpenleitungen und Düker, ebenso können einzelne Haltungen bestehender Netze beim Bemessungsabfluß unter Druck laufen, sofern die zulässige Rückstauenebene eingehalten ist. Zulaufkanäle von Regenüberlaufbecken beispielsweise werden bei gefülltem Becken fast immer voll eingestaut betrieben. Doch sollte dies auf einzelne, wohldefinierte Haltungen im Netz beschränkt bleiben. Eine Kommune kann sich nach der neueren Rechtsprechung nicht auf eine eventuell in der Satzung festgelegte Rückstauenebene auf Oberkante Straße berufen. Ein gewisser Entwässerungskomfort muß für den Bürger gewährleistet werden.

Weiterhin dürfen die mit Hilfe des Arbeitsblattes ermittelten Werte für Voll- oder Teilfüllung nicht schematisch angewandt werden. Den Formeln liegt *Normalabfluß* zugrunde, bei dem der Wasserspiegel längs des Kanales parallel zur Sohle liegt. Dieser Fall ist aber in der Praxis eigentlich nie anzutreffen, weil sich in Wirklichkeit Spiegellinien einstellen. Hier ist der Sachverstand des Ingenieurs gefordert, zu entscheiden, ob die Annahme Normalabfluß auf der sicheren Seite liegt. Besonders bei kurzen Haltungen zwischen Becken oder Schächten gibt der Ansatz einer Teilfüllung das Strömungsverhalten oft sehr unzureichend wieder.

### Die Berechnungsformeln der A 110

Das Arbeitsblatt A 110 gibt — teilweise kommentarlos — eine Reihe von Berechnungsformeln an, deren "Philosophie" im folgenden etwas eingehender besprochen werden soll. Zur Ermittlung der kontinuierlichen Verluste längs einer Rohrleitung wird zunächst die DARCY-WEISBACH-Gleichung (1) zusammen mit der Ermittlung des Widerstandsbeiwertes  $\lambda$  mit Hilfe des Widerstandsgesetzes nach PRANDTL-COLEBROOK (2) angesetzt:

$$h_v = \frac{\lambda \cdot L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (1)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{k/d}{3,71} \right) \quad (2)$$

Dabei ist  $d$  der Rohrdurchmesser,  $L$  die Rohrlänge,  $k$  die Rauheit der Rohrwandung,  $v = Q/A$  die mittlere Fließgeschwindigkeit,  $Re = \frac{v \cdot d}{\nu}$  die Reynoldszahl



der Strömung mit  $\nu$  in  $\text{m}^2/\text{s}$  als kinematischer Zähigkeit der Flüssigkeit und  $\lambda$  der Widerstandsbeiwert. Gleichung (1) gibt wieder, daß die hydraulischen Verluste bei konstantem  $\lambda$  proportional zum Quadrat der Fließgeschwindigkeit sind, während (2) den Faktor  $\lambda$ , turbulenztheoretisch begründet, als alleinige Funktion von  $Re$  und  $k/d$  angibt. Ersetzt man noch die Verlusthöhe  $h_v$  längs der Rohrstrecke  $L$  durch das Energieliniengefälle  $J_E = h_v / L$ , läßt sich aus (1) und (2) die in der A 110 angewandte Allgemeine Abflußformel kombinieren:

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \left( -2 \log \left( \frac{2,51 \nu}{d \sqrt{2gd \cdot J_E}} + \frac{k/d}{3,71} \right) \right) \cdot \sqrt{2gd \cdot J_E} \quad (3)$$

In der Form (3) gilt diese nur für das vollgefüllte Kreisrohr. Setzt man jedoch statt des Rohrdurchmessers  $d$  den vierfachen hydraulischen Radius  $r_{hy} = A / U$  an, wobei  $A$  die durchströmte Querschnittsfläche und  $U$  der benetzte Umfang ist, ergibt sich

$$Q = A \cdot \left( -2 \log \left( \frac{2,51 \nu}{4 r_{hy} \sqrt{8g r_{hy} \cdot J_E}} + \frac{k}{14,84 r_{hy}} \right) \right) \cdot \sqrt{8g r_{hy} \cdot J_E} \quad (4)$$

Diese Formel gilt sowohl für vollgefüllte Nicht-Kreisprofile als auch für teilgefüllte Profile wie auch für offene Gerinne. Kennt man die Fließtiefe  $h$ , läßt sich bei gegebener Geometrie  $A$ ,  $U$  und auch der hydraulische Radius  $r_{hy}$  berechnen. Bei gleichfalls bekannter Wandrauhheit  $k$  und Energieliniengefälle  $J_E$ , das bei Normalabfluß gleich dem Sohlengefälle  $J_{So}$  ist, gibt die Gleichung direkt die Leistungsfähigkeit  $Q$  in  $\text{m}^3/\text{s}$  an. Die Frage nach der Leistungsfähigkeit z.B. einer gerade halb gefüllten Rohrleitung läßt sich also mit Gl. (4) unmittelbar beantworten. Die Gleichung ist dimensionsecht.

Nun ist aber oftmals umgekehrt  $Q$  gegeben und die Fließtiefe  $h$  oder das Energieliniengefälle  $J_E$  gesucht. Gl. (4) läßt sich aber nicht explizit nach  $r_{hy}$  oder gar  $h$  auflösen; eine iterative Lösung wäre erforderlich. Aus diesem Grund ist es in der Abwassertechnik üblich, die Teilfüllungszustände auf die Vollfüllung zu beziehen, also  $Q_T / Q_V$  und  $h / d$  zu betrachten. Es läßt sich zeigen<sup>1</sup>, daß die Darstellungsweise  $Q_T / Q_V = f(h / d)$  zu einer praktisch eindeutigen Kurve führt, die nicht von anderen Größen wie  $J_E$ ,  $k / d$  usw. abhängig ist. Diese Kurve läßt sich durch Gl. (5) sehr gut beschreiben:

<sup>1</sup> Vgl. TIEDT (1971). Statt des Exponenten 0,625 in (5) leitet dieser Autor den Wert 2/3 her.



$$\frac{Q_T}{Q_V} = \frac{A_T}{A_V} \cdot \left( \frac{r_{hy,T}}{r_{hy,V}} \right)^{0,625} \quad (5)$$

Diese Gleichung liegt den bekannten Tabellenwerken und auch den meisten EDV-Programmen zugrunde. Die Teilfüllungskurve  $Q_T / Q_V = f(h / d)$  zeichnet sich dadurch aus, daß für Wasserstände, die etwas kleiner als Vollfüllung sind, die theoretische Leistungsfähigkeit des Rohres größer als für Vollfüllung ist (Bild 1). Daß sich Abflüsse im oberen, rückbiegenden Teil der Kennlinie in der Praxis nicht einstellen, liegt daran, daß diese Abflußzustände grundsätzlich nicht stabil sein können, vgl. HAGER (1991) und DRACOS und CHEN (1995). Frühere Autoren vermuteten u.a. den Faktor Luftreibung hinter diesem Phänomen, doch wurde dies u.a. von SAUERBREY (1969) und TIEDT (1971) widerlegt.

Teilfüllungskurve für das Kreisrohr

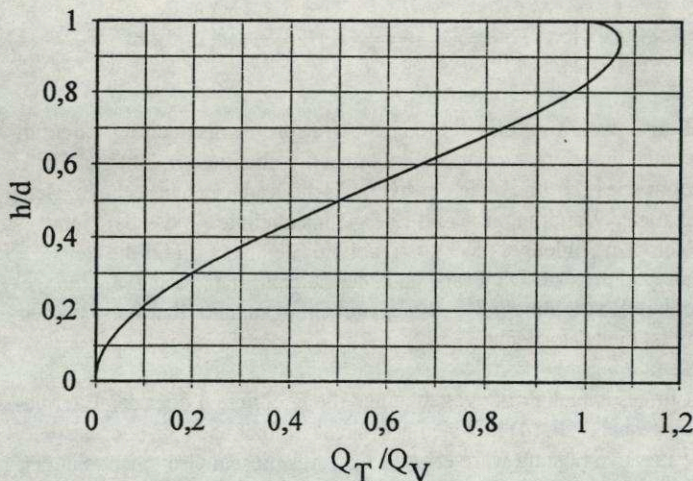


Bild 1: Teilfüllungskurve für das Kreisrohr

Folgende Bedingungen sind für die praktische Anwendung der bisher gezeigten Formeln relevant:

- Rohr oder Gerinne seien *prismatisch* (keine Aufweitung oder Verengung innerhalb der betrachteten Haltung, gleichbleibende Querschnittsform)



- Die Formeln gelten durchaus auch für leicht ungleichförmigen Abfluß, also dann, wenn sich die Fließgeschwindigkeit und Fließtiefe längs des Laufweges *allmählich* ändert (sogenannter "*gradually varied flow*"). In diesem Fall darf aber das Energieliniengefälle  $J_E$  nicht mit dem Sohlengefälle  $J_{S_0}$  des Rohres gleichgesetzt werden. Ein Beispiel zeigt Bild 2. *Schnelle* Änderungen der Größen in Fließrichtung müssen allerdings ausgeschlossen bleiben, sonst spielen Sekundäreffekte wie z.B. eine nicht-hydrostatische Druckverteilung eine Rolle.

UFT Umwelt- und Fluid-Technik  
 97980 Bad Mergentheim, Steinstr. 7  
 Telefon: (07931) 9710-0 Telefax: (07931) 9710-40

UFT-PipeCalc V1.2  
 (c) 1995 UFT  
 Schmid/Weiß

Hydraulische Dimensionierung von Rohren nach ATV-Arbeitsblatt A110

Eiprofil

Eiprofil  $2^*r/3^*r$  in mm : 1400/2100  
 Betriebsrauheit kb in mm : 1.5000000  
 Energieliniengefälle  $J_E$  in 1/1000 : 0.0012410  
 Kinemat. Zähigkeit  $\eta$  in  $m^2/s$  : 1.3100E-6  
 Dichte Rho in  $kg/m^3$  : 1000.0000



Vollfüllung

Teilfüllung

Wassertiefe	Profilhöhe in mm : 2100.00	H in mm : 1700.00
Durchfluß	$Q_{Voll}$ in l/s : 91.7562	$Q_{Teil}$ in l/s : 85.0000
Fließgeschwindigkeit	$v_{Voll}$ in m/s : 0.04076	$v_{Teil}$ in m/s : 0.04501
Geschwindigkeitshöhe	$v^2/2g$ in m : 8.47E-5	$v^2/2g$ in m : 1.03E-4
Widerstandsbeiwert	Lambda : 0.02377	Lambda : 0.02284
Querschnittsfläche	A in $m^2$ : 2.25112	A in $m^2$ : 1.88819
Hydraulischer Radius	rhy in m : 0.40554	rhy in m : 0.47539
Schubspannung	Tau in $N/m^2$ : 0.00493	Tau in $N/m^2$ : 0.00578
Reynoldszahl	Re : 50472.9	Re : 65344.7
Froudezahl Teilfüllung	-	Fr : 0.01176

Bild 2: Auch für ungleichförmigen Abfluß sind die Teilfüllungskurven in bestimmten Fällen nützlich. Hier ist die Fließgeschwindigkeit in einem eingestauten Kanalstauraum gesucht. Abfluß und Wasserstand sind durch die Drosseleinstellung und die Höhe der Entlastungsschwelle bekannt. Man erkennt, daß  $J_E$  (und damit z.B. auch die Sohlenschubspannung  $\tau = \rho \cdot g \cdot r_{hy} \cdot J_E$ ) ganz minimal ist - es hat in diesem Fall mit dem Sohlengefälle nichts zu tun. (Die Vollfüllung ist hier eher von hypothetischem Interesse.)



- Die Profile dürfen nicht stark vom Kreis abweichen, weil sonst Formeinflüsse wirksam sind, die die Einführung eines *Formbeiwertes* erforderlich machen. Statt  $d$  muß in Gl. (2) dann  $f \cdot 4 r_{hy}$  angesetzt werden, wobei  $f$  vor allem von der Querschnittsform abhängt. Nach A 110 ist das jedoch bei den im Abwasserwesen üblicherweise vorkommenden Ei-, Maul- und Rinnenquerschnitten nicht nötig, ebenso wird der Formbeiwert bei der Teilfüllungsberechnung zu  $f = 1,0$  gesetzt. Für gegliederte Querschnitte hält die A 110 im übrigen ein gesondertes Verfahren bereit.
- Die Formeln gelten nicht, wenn sich der Abfluß  $Q$  in Fließrichtung ändert, also bei *diskontinuierlicher Strömung* mit seitlichen Zu- und Abläufen. Hier ist strenggenommen stets eine Spiegellinienrechnung erforderlich (A 110, Kap. 5).
- Die A 110 verlangt im übrigen nicht zwingend die Verwendung dieser Gleichungen. Alternativ ist auch die Verwendung der Fließformel (6) nach MANNING-STRICKLER möglich (A 110, Kap. 3.2.2), weil die unter den üblichen Betriebsbedingungen herrschenden Reynoldszahlen so hoch sind, daß die Strömung im voll-rauen Bereich liegt und dann (6) eine Approximation von (4) darstellt:

$$Q = k_{st} \cdot A \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot \sqrt{J_E} \quad (6)$$

Im voll-rauen Bereich hängt der STRICKLER-Beiwert  $k_{st}$  in  $m^{1/3}/s$  nur von der Wandrauhheit  $k$  ab. Die Verwendung von (6) ist vor allem bei offenen Gerinnen gebräuchlich.

### Ungleichförmiger Abfluß

In der Praxis stellen sich in der Regel *Spiegellinien* ein, für die die unter dem Ansatz Normalabfluß berechnete Teilfüllung nur eine Asymptote darstellt. Ob diese aber auf der sicheren oder unsicheren Seite liegt, hängt vom Einzelfall ab und erfordert den Sachverstand des Ingenieurs. In der Praxis ist bei der Vielzahl der täglichen Dimensionierungsaufgaben in der Tat eine Spiegellinienberechnung nicht erforderlich, doch gibt es durchaus Sonderfälle.

Wichtig ist für die Beurteilung des Strömungsverhaltens in jedem Falle die Froudezahl  $Fr$ , die für allgemeine Querschnitte mit flacher Sohlenneigung ( $\cos \varphi \approx 1$ ) wie folgt definiert ist:

$$Fr = \sqrt{\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot A^3}} \quad (7)$$



Dabei ist  $b$  die Spiegelbreite und  $A$  der durchströmte Fließquerschnitt, die beide von der Fließtiefe  $h$  im betrachteten Querschnitt abhängen. Im Tabellenanhang der A 110 sind neben  $Q_T/Q_V$  und  $v_T/v_V$  auch die Geometrie-kennwerte  $A_T/A_V$ ,  $l_{U,T}/l_{U,V}$ ,  $r_{hy,T}/r_{hy,V}$  und  $b_T/B$  in Abhängigkeit von  $h/d$  tabelliert, so daß sich die Froudezahl bestimmen läßt. Spezielle Software macht das natürlich automatisch. Die Spiegellinie  $h(x)$  läßt sich theoretisch durch Integration der Spiegelliniendifferentialgleichung mit bekanntem ober- bzw. unterwasserseitigen Wasserstand als Randbedingung berechnen,

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_{S0} - J_R}{1 - Fr^2} \quad (8)$$

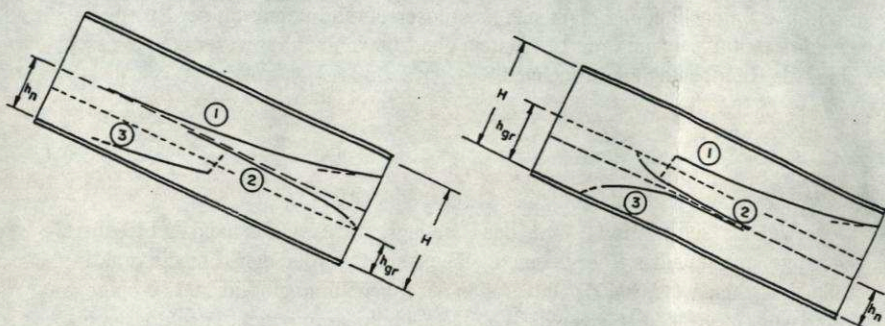
wobei  $J_{S0}$  das Sohlen- und  $J_R \approx J_E$  das Reibungsgefälle ist, das nach A 110 ausreichend genau durch das Energieliniengefälle ersetzt werden darf. Für die praktische Vorgehensweise bei der Integration der Spiegellinie gibt die A 110 hingegen keine weitergehenden Hinweise. Gl. (8) ist nichtlinear und nicht geschlossen integrierbar, es bedarf also numerischer Verfahren. Ist die Randbedingung (wie vielfach der Fall) die Grenztiefe, also  $Fr = 1$ , ist dort die Gleichung singulär, weil der Nenner verschwindet. Es ergibt sich an dieser Stelle also  $dh/dx = \infty$ , gleichbedeutend mit senkrechtem Verlauf des Wasserspiegels. Das ist natürlich physikalisch unsinnig und liegt daran, daß in Gl. (8) Glieder höherer Ordnung vernachlässigt wurden, die den Einfluß der Stromfadenkrümmung wiedergeben. Praktisch stellt diese Singularität aber für alle numerischen Integrationsverfahren einen Stolperstein dar, weil sichergestellt sein muß, daß die Kurve  $h(x)$  aus der vertikalen Anfangstangente heraus richtig berechnet wird und weil sich Anfangsfehler nach oben fortpflanzen. Dieser Nachweis ist durchaus nicht trivial (vgl. BISCHOFF 1994). Daß dabei bei bestimmten Parameterkonstellationen auch das Phänomen eintreten kann, daß die numerische Lösung gegen die falsche Normalwassertiefe konvergieren kann, sei nur am Rande erwähnt.

Ein Katalog von Spiegellinien findet sich in Kap. 13.4 der A 110 (Bild 3). Anhand dieses Katalogs kann man sich zumindest ein Bild vom Strömungsgeschehen in der betrachteten Kanalhaltung machen:

- Ergibt die Berechnung für das betrachtete  $Q$  eine Teilfüllung mit  $Fr < 1$ , ist die Grenztiefe kleiner als die Normalwassertiefe,  $h_{gr} < h_N$ . Der Normalabfluß ist dann also strömend; die Spiegellinien nähern sich in der Regel nach stromauf dem Normalabfluß an (Stau- oder Senkungslinie) und die Wassertiefen werden von der unterwasserseitigen Randbedingung bestimmt. Das kann z.B. der Wasserstand in einem Vorfluter sein, in den die betrachtete Entlastungsleitung mündet, oder der Wasserstand vor einem Wehr bzw. an einem freien Ausfluß



an einem Rohrende. Auch die Berechnungsrichtung ist üblicherweise stromauf. Eine Ausnahme ist der verzögerte Schußstrahl, der sich z.B. hinter einem Schütz einstellen kann. Er mündet stromab in einen Wechselsprung und wird von der bekannten Anfangswassertiefe (= Strahlstärke) aus stromab berechnet.



$(h_n > h_{gr})$

strömender Normalabfluß

(1)

Staukurve mit  $h(x) \geq h_n$

(2)

Senkungskurve ( $h_{gr} \leq h(x) \leq h_n$ )

(3)

Verzögerter Schußstrahl  $h(x) < h_{gr}$

$(h_n < h_{gr})$

schießender Normalabfluß

(1)

Staukurve mit  $h(x) > h_{gr}$

(2)

Senkungskurve ( $h_{gr} \leq h(x) \leq h_n$ )

(3)

Verzögerter Schußstrahl  $h(x) < h_n$  mit anschließendem Wechselsprung

Bild 3: Spiegellinien bei Teilfüllung (A 110)

- Ist der berechnete Normalabfluß hingegen schießend ( $Fr > 1$ ), münden die Spiegellinien stromabwärts in die Asymptote und werden dann auch stromab berechnet. Dabei muß aber immer berücksichtigt werden, wie es nach unterstrom weitergeht: Gibt es dort einen Einstau, der der strömenden Abfluß erzwingt, ergibt sich zwangsläufig ein Wechselsprung als unterstromiges Ende der schießenden Strömung. Der Wechselsprung kann durch Verfolgen der konjugierten Tiefen von beiden Seiten her lokalisiert werden, doch würde eine nähere Beschreibung an dieser Stelle zu weit führen, zumal auch die A 110 das Thema Spiegellinien nur extrem kurz abhandelt.

Für fast vollschlagendes Rohr wird  $Fr$  wegen der gegen Null gehenden Spiegelbreite übrigens immer kleiner als Eins und damit der Abfluß strömend, jedoch geschieht das in einem Bereich, in dem die Strömung bereits nicht mehr stabil ist und das Rohr zuschlägt (vgl. DRACOS und CHEN 1995). In der A 110 heißt es in Kap. 13.2, daß bei einer Spiegellinienberechnung "der Bereich  $0,8 \leq h/d \leq 1$  selbstverständlich rechnerisch behandelt werden kann, weil es sich dann nicht um Normalwassertiefen handelt." Dieser Satz ist mit Vorsicht zu genießen, weil na-







## Lokale Verluste und Betriebsrauheit

Aus Bild 4 war bereits zu sehen, daß die korrekte Berücksichtigung des Einlaufverlustes in die Entlastungsleitung für die Fragestellung nach der erforderlichen Höhenlage bzw. dem notwendigen Durchmesser der Leitung entscheidend ist. Ein einfaches Ansetzen der Teilfüllungswassertiefe in der Leitung als Wasserstand vor dem Einlauf liefert einen viel zu niedrigen Wasserstand, weil das Wasser ja beim Eintritt in die Leitung beschleunigt werden muß. Besonders problematisch ist das, wenn ohne Nachdenken auf Vollfüllung bemessene, enge, steil verlegte Leitungen verwendet werden sollen, weil dort die Fließgeschwindigkeit  $v$  und auch die zur Geschwindigkeitshöhe  $v^2/(2g)$  proportionalen Einlaufverluste groß sind. Die Fachkunde des Ingenieurs ist also auch hier gefragt.

Das Arbeitsblatt A 110 erlaubt das detaillierte Anrechnen von Einzelverlusten gemäß  $h_{v,E} = \zeta \cdot v^2/(2g)$ . Gefordert wird es in jedem Fall für Ein- und Auslaufverluste. Auch die Einzelverluste durch Schächte, Rohrstöße, Zulaufformstücke usw. sind in der A 110 tabelliert, um bei Bedarf detaillierte Berechnungen zu erlauben. In diesem Zusammenhang sei im übrigen auf neue Messungen von Schachtverlusten bei UNGER und ZANKER (1994) verwiesen; sie korrigieren teilweise die Angaben nach A 110, indem sich größere Verlustbeiwerte ergeben (Bild 5).

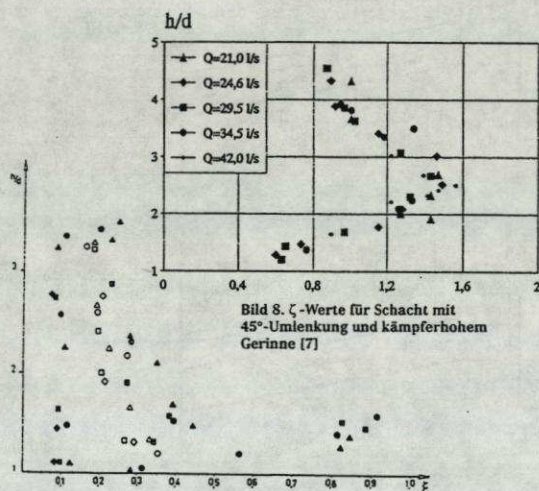


Bild 8.  $\zeta$ -Werte für Schacht mit 45°-Umlenkung und kämpferhohem Gerinne [7]

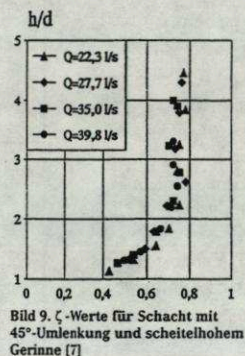


Bild 9.  $\zeta$ -Werte für Schacht mit 45°-Umlenkung und scheitelhohem Gerinne [7]

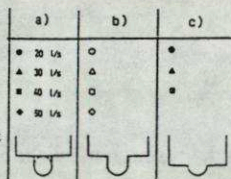


Bild 6. Verlustbeiwerte von Schächten mit geradem Gerinne scheitelhoch, abgedeckt (Form a), scheitelhoch (Form b) und kämpferhoch (Form c) ausgeführt [6]

Bild 5: Neuere Messungen über Schachtverluste (UNGER und ZANKER 1994)



Im praktischen Nachweis ist vielfach das detaillierte Erfassen aller Einzelverluste zu aufwendig. Das Arbeitsblatt A 110 erlaubt daher das Zusammenfassen der längs eines Kanalstranges durch Schächte, Stöße usw. auftretenden lokalen Verluste zusammen mit der Rauheit der Rohrwandung zu einer betrieblichen Rauheit  $k_b$ . Um den praktischen Nachweis zu vereinfachen, gibt die A 110 eine Tabelle von Pauschalwerten für  $k_b$  vor. Sie enthalten die Einflüsse von Wandrauheit, Laugungenauigkeiten und -änderungen, Formstücken, Rohrstößen und Schächten, wobei die Ausführung der Schächte für den  $k_b$ -Wert entscheidend ist. Regelschächte mit bis zum Scheitel hochgezogener Berme gemäß ATV-Arbeitsblatt A 241 haben ein günstigeres hydraulisches Verhalten als Sonderschächte mit niedrigerer Berme.

Eine *Unterschreitung der Rohrennweite* als empfindlichstem Parameter wird im übrigen vom  $k_b$ -Wert nicht erfaßt. Unterschreitungen im Rahmen der DIN 4263 sind durch eine Auslegung einer Haltung auf  $0,9 Q_V$  abgedeckt. Beim Leistungsnachweis bestehender Leitungen ist mit der gemessenen effektiven Lichtweite oder mit 95 % der Nennweite zu rechnen, wobei der Einfluß eventueller Ablagerungen mit erfaßt ist. Ebenfalls nicht erfaßt sind *Vereinigungsbauwerke*, für die es in der A 110 einige gesonderte Regeln gibt, die hier jedoch übergangen seien.

*Diskontinuierliche Strömungen* mit seitlichen Zuflüssen werden in der A 110 ebenfalls mit einem eigenen Kapitel behandelt. Das Beschleunigen der seitlichen Zuflüsse auf die Fließgeschwindigkeit der Hauptströmung bewirkt zusätzliche hydraulische Verluste, die in der Regel dadurch berücksichtigt werden können, daß man den Durchfluß am Ende des Sammelkanales - dort, wo er am größten ist - für die gesamte Berechnungsstrecke ansetzt. Hierfür gibt es jedoch gewisse Grenzen, bei deren Überschreitung die Spiegellinie mit Hilfe einer erweiterten Form von Gl. (8) berechnet werden muß. Dieses Problem soll hier jedoch nicht vertieft werden.

## Flachstrecken und Ablagerungen

In Kanalnetzen sind Ablagerungen nicht erwünscht, weil sie bei Regenereignissen aufgewirbelt werden können und dann eine wichtige Quelle der Verschmutzung des Mischwassers sind. Ablagerungsfreier Transport ist bei ausreichender Fließgeschwindigkeit auch im Trockenwetterfall zu erreichen. Die A 110 gibt als Kriterium für ablagerungsfreien Transport das Kriterium nach MACKE (1980) an, leider ohne näheren Kommentar, was im folgenden nachgeholt werden soll.

Dieser Autor untersuchte das Problem des Feststofftransports in teilgefüllten Rohrleitungen theoretisch wie experimentell und entwickelte eine Feststofftrans-



portgleichung, die den ausgebildeten Feststofftransport in kg/s in Abhängigkeit der hydraulischen Daten wie der Sedimenteigenschaften wiedergibt. Theoretische Basis dieser Gleichung ist eine Leistungsbilanz am Sedimentkorn in Schwebelage: Die in einem Abschnitt eines Rohres gerade in Schwebelage befindlichen Sedimentkörner setzen durch ihr Absinken eine gewisse Leistung frei. Diese Leistung muß ihnen von der Hauptströmung wieder zugeführt werden, um ihr Absetzen zu verhindern, d.h. diese Leistung muß gleich der von der Strömung pro Längeneinheit über die Sohlenreibung dissipierten Leistung sein, die ja in der Strömung zunächst in turbulente Bewegung umgewandelt wird. Annahmen über die Konzentration der Feststoffe sowie eine experimentelle Verifikation anhand gemessener Transportraten ergänzen die Theorie MACKES. Schließlich gewinnt der Autor aus seiner Feststofftransportgleichung einen Ausdruck für eine kritische Fließgeschwindigkeit bzw. ein kritisches Gefälle in Abhängigkeit der Rohrnennweite und der Teilfüllung. Seine Tabelle wurde in die A 110 unmittelbar übernommen (Bild 6). Sie gilt jedoch nur für Kreisrohre.

Nennweite	Kritische Geschwindigkeit $v_{krit}$ in m/s	Kritisches Gefälle $J_{krit}$ in ‰	Nennweite	Kritische Geschwindigkeit $v_{krit}$ in m/s	Kritisches Gefälle $J_{krit}$ in ‰
150	0,48	2,72	1100	1,18	1,25
200	0,50	2,04	1200	1,24	1,24
250	0,52	1,63	1300	1,28	1,22
300	0,56	1,51	1400	1,34	1,20
350	0,62	1,48	1500	1,39	1,19
400	0,67	1,45	1600	1,44	1,18
450	0,72	1,42	1800	1,54	1,16
500	0,76	1,40	2000	1,62	1,14
600	0,84	1,37	2200	1,72	1,12
700	0,91	1,33	2400	1,79	1,10
800	0,98	1,31	2600	1,87	1,10
900	1,05	1,29	2800	1,96	1,09
1000	1,12	1,26	3000	2,03	1,08

Bild 6: Tabelle der kritischen Geschwindigkeiten und Gefälle zur Vermeidung von Ablagerungen nach MACKE (1980). Für Teilfüllungen mit  $0,1 < h/d < 0,3$  sind die Werte für  $v_{krit}$  um 10 % zu erhöhen.



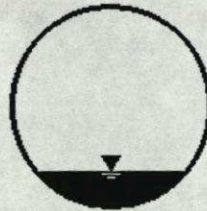
UFT Umwelt- und Fluid-Technik  
 97980 Bad Mergentheim, Steinstr. 7  
 Telefon: (07931) 9710-0 Telefax: (07931) 9710-40

UFT-PipeCalc V1.2  
 (c) 1995 UFT  
 Schmid/Meiß

Hydraulische Dimensionierung von Rohren nach ATV-Arbeitsblatt A110

Kreisprofil

Kreisrohr Nennweite DN in mm : 700.00000  
 Betriebsrauheit kb in mm : 1.5000000  
 Energieliniengefälle JE in 1/1000 : 2.0000000  
 Kinemat. Zähigkeit  $\nu$  in  $\text{m}^2/\text{s}$  : 1.3100E-6  
 Dichte Rho in  $\text{kg}/\text{m}^3$  : 1000.0000



Vollfüllung

Teilfüllung

Wassertiefe	Profilhöhe in mm : 700.000	H in mm : 125.946
Durchfluß	QVoll in l/s : 410.448	QTeil in l/s : 30.0000
Fließgeschwindigkeit	vVoll in m/s : 1.06652	vTeil in m/s : 0.63723
Geschwindigkeitshöhe	$v^2/2g$ in m : 0.05797	$v^2/2g$ in m : 0.02069
Widerstandsbeiwert	Lambda : 0.02414	Lambda : 0.02967
Querschnittsfläche	A in $\text{m}^2$ : 0.38484	A in $\text{m}^2$ : 0.04707
Hydraulischer Radius	rhy in m : 0.17500	rhy in m : 0.07676
Schubspannung	Tau in $\text{N}/\text{m}^2$ : 3.43350	Tau in $\text{N}/\text{m}^2$ : 1.50611
Reynoldszahl	Re : 569900	Re : 149363
Froudezahl Teilfüllung	-	Fr : 0.68765
Kritische Geschwindigkeit	-	vkrit in m/s : 1.00100

Warnung:  $v_{\text{Teil}} < v_{\text{krit}}$  - Gefahr bleibender Ablagerungen !

Bild 7: Beispiel zur Anwendung des Kriteriums nach MACK: Im gezeigten DN 700-Kreisrohr mit nur 2 ‰ Sohlenneigung führt bereits ein Abfluß von 30 l/s zu Ablagerungsgefahr ( $v = 0,63 \text{ m/s} < v_{\text{krit}} = 1,0 \text{ m/s}$ ).

### Steilstrecken und Lufteintrag

Lange, steil geneigte Rohrleitungen können in der Praxis zu einer Reihe von unerwünschten Phänomenen führen. Zum einen nimmt die Strömung durch die hohe Turbulenz an der Oberfläche Luft auf, wodurch sich die Fließtiefe vergrößert. Zum anderen stellen sich unabhängig von einer Luftaufnahme Effekte wie bei einem Heber ein, sobald das Rohr vollschlägt. Es bildet sich dann eine Zweipha-



senströmung mit Luftblasen, die gegen die Hauptströmung versuchen, rückwärts zu wandern, aber von der Strömung mitgerissen werden. Pulsierende Strömungszustände mit starken Druckstößen können dabei auftreten. Abhilfe kann geschaffen werden, wenn Steilleitungen ausreichend groß dimensioniert werden, so daß ein Zuschlagen auch bei Berücksichtigung des Wasser-Luft-Gemisches nicht eintreten kann. Dazu können noch einige konstruktive Maßnahmen beitragen. Besonderes Augenmerk muß dabei dem Einlauf gelten, weil hier die Strömung beschleunigt wird und sich die Geschwindigkeit in der Steilstrecke erst ausbilden muß. Die ersten Haltungen können z.B. in größerer Nennweite ausgeführt werden als der Rest einer Steilstrecke. Auch an Neigungswechseln muß vermieden werden, daß der Strahl abhebt und dadurch als Wasserstrahlpumpe wirkt. Eine Belüftung ist wesentlich.

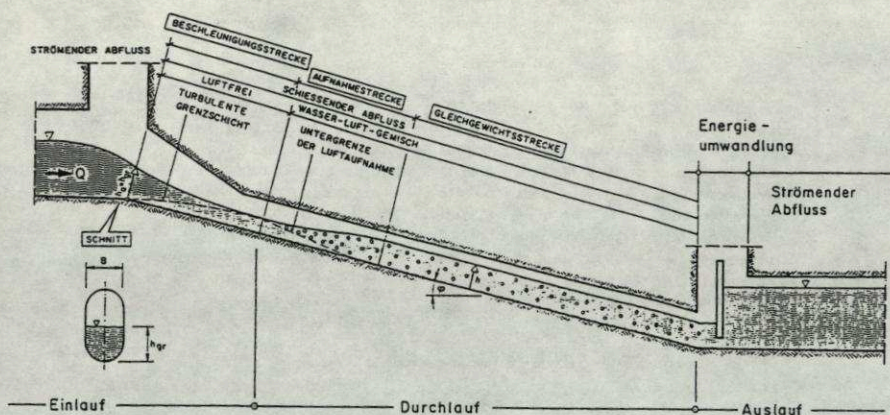


Bild 8: Abschnitte einer Steilstrecke (A 110)

Die Lufteinmischung wird durch die in der A 110 wiedergegebenen Diagramme nach VOLKART (1978) berücksichtigt, die einen Vergrößerungsfaktor  $f_{Luf} = f(d, k, J_{so})$  angeben. Damit wird der Bemessungsabfluß  $Q_T$  rechnerisch vergrößert und für diesen fiktiven Abfluß das Rohr so dimensioniert, daß  $f_{Luf} \cdot Q_T \leq 0,75 Q_V$  eingehalten ist, um ein Zuschlagen mit Sicherheit zu vermeiden. Bei Steilleitungen muß darüber hinaus das Energieliniengefälle mit Hilfe der echten Länge des Kanals bestimmt werden. Mit einigen zusätzlichen Formeln (hier nicht wiedergegeben) läßt sich weiterhin die Füllhöhe des Wasser-Luft-Gemisches in der Leitung bestimmen.



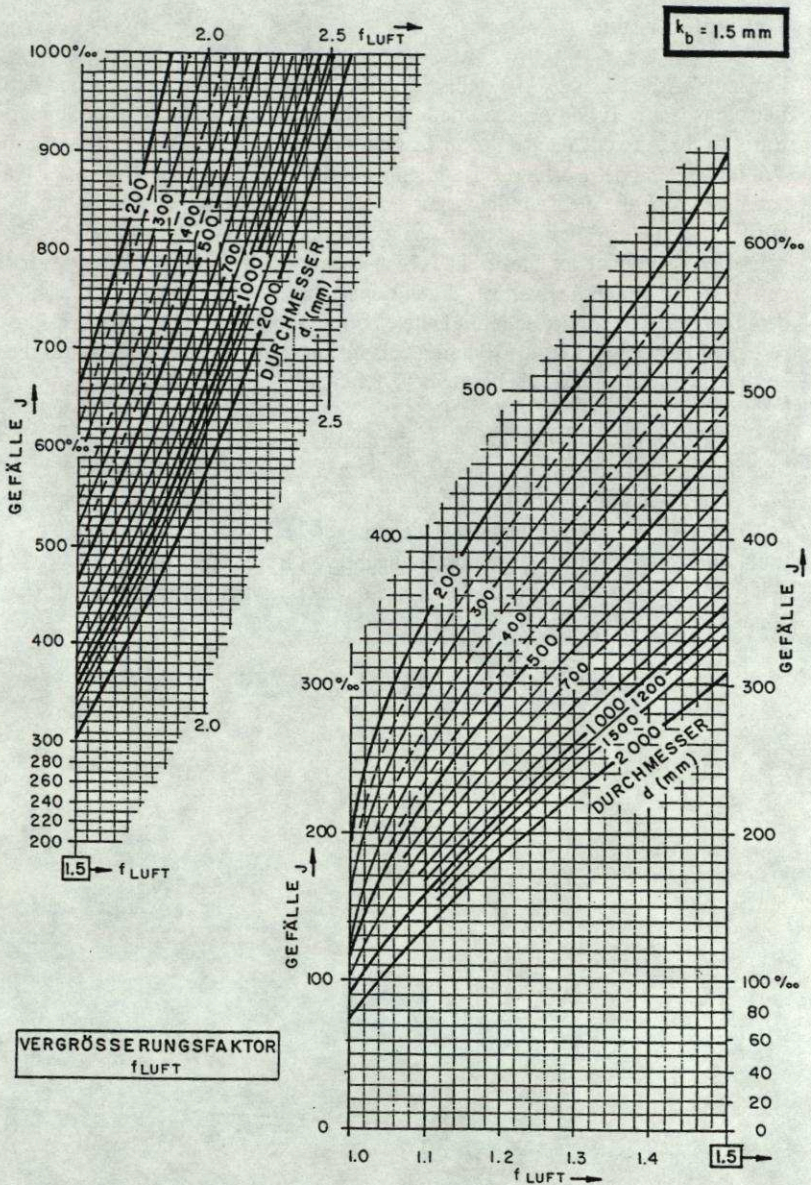


Bild 9: Diagramm für den Vergrößerungsfaktor  $f_{LUFT}$  nach VOLKART (1978), hier für eine Rauheit von  $k_b = 1,5 \text{ mm}$



---

## Zusammenfassung

Das ATV-Arbeitsblatt A 110 stellt die für die hydraulische Berechnung und den Leistungsnachweis von Abwasserleitungen anzuwendenden Formeln zusammen. Basis ist die Anwendung des Verlustansatzes nach PRANDTL-COLEBROOK für die Vollfüllung und der Bezug der Teilfüllung auf die Vollfüllung mit Hilfe einer Näherungsformel, die die Teilfüllungskurven sehr gut beschreibt. Die Teilfüllungskurven haben ein Abflußmaximum, das größer als die Leistungsfähigkeit des Kanals bei Vollfüllung ist; dies soll aus Sicherheitsgründen nicht ausgenutzt werden. Hydraulische Einzelverluste durch Kanalschächte usw. können entweder detailliert berechnet oder aber mit Hilfe einer betrieblichen Rauheit pauschal berücksichtigt werden. Die A 110 liefert entsprechend anzusetzende Werte für die Verlustkoeffizienten und die betriebliche Rauheit.

Die A 110 spricht auch bestimmte Sonderfälle an. So ist die Ausbildung von Spiegellinien bei ungleichförmigem Abfluß erwähnt, bei der allerdings die praktische Vorgehensweise trotz des schwierigen Themas nicht beschrieben wird. Hingegen werden die Problematik der Ablagerungen bei Flachstrecken und die der Luftaufnahme bei Teilstrecken durch Angabe von Berechnungsformeln so behandelt, daß diese Effekte auf einfache Weise rechnerisch berücksichtigt werden können.



## Literatur

- A 110 (1988): Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen. Arbeitsblatt A 110 der Abwassertechnischen Vereinigung e.V. St. Augustin: Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V.
- A 118 (1983): Richtlinien für die hydraulische Bemessung von Schmutz-, Regen- und Mischwasserkanälen. Arbeitsblatt A 118 der Abwassertechnischen Vereinigung e.V. St. Augustin: Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V., 4. Auflage
- BGH (1990): Urteil des Bundesgerichtshofes vom 5. Oktober 1989. *Korrespondenz Abwasser*, 37, S. 292 - 294
- BISCHOFF, H. (1994): Kanalnetzberechnungen und ihre Prüfungen. *Zeitschrift für Stadtentwässerung und Gewässerschutz*, Heft 28, August 1994, S. 19 - 54
- DIN EN 752 (1993): Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden. Teil 2: Anforderungen. Berlin: Beuth
- DRACOS, Th., CHEN, J. (1995): Instabilität und Zweideutigkeit des Normalabflusses in teilgefüllten Rohrkanälen. *gwf Wasser-Abwasser* 136, Nr. 6, S. 288-295
- HAGER, W.H. (1991): Teilfüllung in geschlossenen Kanälen. *gwf Wasser-Abwasser* 132, Nr. 10, S. 558-564 u. Nr. 11, S. 641-647
- HAGER, W.H. (1995): Zuschlagen von teilgefüllten Rohren. *gwf Wasser-Abwasser* 136, Nr. 5, S. 200-210
- MACKE, E. (1982): Über den Feststofftransport bei niedrigen Konzentrationen in teilgefüllten Rohrleitungen. Mitteilungen des Leichtweiß-Institutes der Technischen Universität Braunschweig, Heft 76, S. 1 - 154
- SAUERBREY, M. (1969): Abfluß in Entwässerungsleitungen unter besonderer Berücksichtigung der Fließvorgänge in teilgefüllten Rohren. *Wasser und Abwasser in Forschung und Praxis*, Heft 1. Bielefeld: Erich Schmidt Verlag
- TIEDT, W. (1971): Hydrodynamische Untersuchung des Teilfüllungsproblems. Technischer Bericht Nr. 7 aus dem Institut für Hydraulik und Hydrologie der Technischen Hochschule Darmstadt
- UNGER, P., ZANKER, G. (1994): Verringerung von Schachtverlusten in Kanälen und Leitungen. *awt Abwassertechnik*, Heft 5, S. 48-50
- VOLKART, P. (1978): Hydraulische Bemessung steiler Kanalisationsleitungen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme. Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, Nr. 30



# Hinweise zur Bemessung von Becken nach A 128

R. Oberhauser, München

## 1. Einleitung

An Mischwasserkanalnetze sind folgende Anforderungen zu stellen:

- der Kläranlagenzufluß ist zu begrenzen (i. d. R. auf  $2Q_S + Q_f$ ) und
- Entlastungen in das Gewässer müssen nach den a. a. R. d. T. erfolgen.

Dies erfordert die Behandlung des Mischwassers in Becken (sog. RÜB). Grundlage hierfür ist das ATV-Arbeitsblatt A 128.

Gute Planungen, die bereits vorhandene Kapazitäten ausnutzen (Bereich Kläranlage und Kanalnetz), erfordern genaue Kenntnis und Erfahrungen bezüglich der Anwendung des Arbeitsblattes.

Die nachfolgenden Ausführungen sollen praktische Erfahrungen weitergeben und Denkanstöße bei der Anwendung des Arbeitsblattes geben.

## 2. Planungsinhalte und technische Grundlagen

Bei allen Planungen, auch Sanierungsplanungen, ist es grundsätzlich erforderlich, sich einen Überblick über alle erforderlichen Maßnahmen im Gesamteinzugsgebiet zu verschaffen (sog. Gesamtkonzept). Teil- oder Einzelvorhaben müssen sinnvoll in das Gesamtkonzept integrierbar sein.

Wesentliche Bestandteile eines Gesamtkonzeptes:

- Planungsumfang (s. A 101, A 119, A 120)
  - \* IST-Zustand (ohne Erweiterungsflächen)
  - \* Planungs-Zustand
  - \* Variantenuntersuchungen (s. auch A 128 Nr. 5)



- Dimensionierung der Entlastungsanlagen für
  - \* erforderliches Gesamtspeichervolumen und
  - \* Einzelentlastungsanlagen (RÜB/ RÜ)
- Konzeption der Mischwasserbehandlungsanlagen, Planungsalternativen müssen überlegt und dokumentiert werden. Dabei ist zu beachten:
  - \* tiefliegende (hochwassergefährdete) Einzugsgebiete, Abgrenzung (z. B. getrennte Entsorgung),
  - \* getrennte Ableitung von Starkverschmutzern, Trennsystem
  - \* Entsiegelung bebauter Flächen anstreben, u. a. in Neubaugebieten (A138)
- Kanalnetzberechnung (ggf. reicht ein Rumpfnetz aus, das alle Entlastungsanlagen beinhaltet).
- Beschreibung der Sanierungskonzeption mit Dringlichkeitsstufenplan (Mischwasserbehandlungsanlagen, ggf. Kanalnetz, Maßnahmen zur Abwasservorbehandlung bei Indirekteinleitern, evtl. Maßnahmen zur Fremdwasserreduzierung), Zustände für Übergangszeiträume beachten (stufenweiser Ausbau), Begründung der Wirtschaftlichkeit der Sanierungsmaßnahmen anhand von Variantenuntersuchungen.
- Zeitplan für die bauliche Ausführung der erforderlichen Maßnahmen.

Bei der Planung sind u. a. folgende technische Grundlagen von Bedeutung:

Kanalnetzberechnung

- ATV-Arbeitsblätter: A 110, A 118, A 119, A 120, A 127
- spezielle landesrechtliche und sonstige technische Merkblätter.

Mischwasserbehandlung

- ATV-Arbeitsblätter: A 111, A 128,
- ATV-Arbeitsberichte: siehe Korrespondenz Abwasser

Häufig wird der Fehler begangen, daß zur Bemessung von Becken nach A 128 die Berechnungsgrundlagen aus der Kanalnetzberechnung verwendet werden (z. B. spez. Schmutzwasseranfall oder Fremdwasseranteil). Der Planer muß hier klar trennen zwischen Kanalplanung und Planung für die Mischwasserbehandlung. Wird dies nicht beachtet, so ergeben sich bei der Bestimmung der Beckengrößen unnötig große Volumina.



### 3. Vorgehensweise bei der Planung

Mit Anhang 3 A 128 wird der Umfang der erforderlichen Speicherräume unveränderlich festgelegt (siehe Abschnitt 6). Es empfiehlt sich folgende Vorgehensweise:

- Vorüberlegungen und Datenerhebung im Gesamteinzugsgebiet,
- Ermittlung des erforderlichen Gesamtspeichervolumens durch den Planer nach Anhang 3 A 128,
- unmittelbar anschließend Plausibilitätsprüfung, d. h. Abstimmung dieses wichtigen Anhangs mit Unternehmensträger, Planer und Fach- bzw. Aufsichtsbehörde,
- erst danach Festlegung der Beckenstandorte und Ermittlung der Einzelbeckenvolumina nach dem
  - \* vereinfachtem Aufteilungsverfahren [1] oder
  - \* Nachweisverfahren (Schmutzfrachtberechnung)[2].

Es ist unerlässlich, daß die örtlichen Kenntnisse des Unternehmensträgers in die Planungsüberlegungen einfließen. Der Unternehmensträger sollte dies immer bestätigen und nach A 120 Nr. 6.1 dokumentieren ( u. a. für A, A<sub>U</sub>, E etc.)

### 4. Vorüberlegungen und Datenerhebung im Gesamteinzugsgebiet

Bereits bei Planungsbeginn sind für das Gesamteinzugsgebiet genaue Kenntnisse erforderlich hinsichtlich

- Entwässerungsart (Misch- oder Trennsystem),
- maßgeblicher Mischwasserabfluß für A 128 und
- Mischwasserkontingente für Anschlußgemeinden

Die optimale Entwässerungsart resultiert aus dem Ergebnis der Vorplanung mit Variantenuntersuchungen und Wirtschaftlichkeitsberechnung nach [3].

Der für A 128 maßgebliche Mischwasserabfluß ist zu ermitteln (siehe Abschnitt 5.5).

Sind an eine Kläranlage mehrere Gemeinden angeschlossen (Anschlußgemeinden), so hat der Unternehmensträger der Kläranlage in einer Gesamtplanung nachzuweisen, wie die Mischwasserbehandlung im Gesamteinzugsgebiet erfolgen soll. Hierzu müssen u. a. die jeweils anteili-



gen Mischwasserabflüsse am Gesamtkläranlagenzufluß ermittelt werden (sog. Mischwasserkontingente). Die ermittelten Daten dienen angeschlossenen Gemeinden als Planungsgrundlage für die eigene Mischwasserbehandlung.

Für Kläranlageneinzugsgebiete (Gesamteinzugsgebiete), die aus mehreren eigenständigen Gemeinden bestehen, wird folgende Empfehlung gegeben:

- Zur Bemessung einzelner Becken nach A 128 wird je Gemeinde eine innerhalb des Gesamteinzugsgebietes einheitliche Regenabflußspende  $q_r$  zugrundegelegt, die sich gemäß A 128 Nr. 6 errechnet.
- Bei Abweichungen von dieser sog.  $q_r$ -Regelung (z. B. bei Optimierung von Beckenstandorten und -volumen im Gesamteinzugsgebiet) muß gewährleistet sein, daß die Regenabflußspende der Kläranlage an der Schnittstelle Kanalnetz/Kläranlage eingehalten ist. Dies ist nachzuweisen.
- Sofern mehrere eigenständige Gemeinden zum Gesamteinzugsgebiet gehören, sind mit allen Beteiligten die vereinbarten Mischwasserkontingente vertraglich festzuschreiben.

Sind im Gesamteinzugsgebiet mehrere Gewässer vorhanden, an die unterschiedliche wasserwirtschaftliche Anforderungen zu stellen sind, so kann innerhalb von Teileinzugsgebieten eine Abweichung von der v. g. Regelung sinnvoll sein (siehe auch A 128 Nr. 4.2.2). Bei Becken, die an den "empfindlicheren" Gewässern liegen, kann evtl. ein größerer Drosselabfluß vorgesehen werden. Einzelheiten müssen im Rahmen einer Voruntersuchung diskutiert, festgelegt und nachgewiesen werden.

## **5. Eingabedaten für Anhang 3 A 128**

Die Ermittlung der 10 Eingabewerte dieses Anhangs wird nachfolgend erläutert.

### **5.1 Mittlere Jahresniederschlagshöhe $h_{Na}$ - A 128 Nr. 6.1.1**

Hier ist die langjährige mittlere Jahresniederschlagshöhe einzusetzen, z. B. aus "Starkniederschlagshöhen für die Bundesrepublik Deutschland" - Stationslexikon des DWD. Der langjährige Mittelwert  $h_{Na}$  muß nicht gleich



Jahresniederschlagshöhe des repräsentativen Regenjahres oder der ausgewählten Regenreihe für das Nachweisverfahren sein.

## 5.2 Undurchlässige Fläche $A_u$ - A 128 Nr. 6.1.2

$A_u$  ist der rechnerische Anteil einer Einzugsgebietsfläche, von der der Regenabfluß nach Abzug aller Verluste in die Mischwasserkanalisation gelangt, in der Regel 85 - 100 % der befestigten Fläche ( $A_{red}$ ).

Für das erf. Gesamtspeichervolumen sind alle über RÜB's erfaßten Teileinzugsgebiete, einschließlich die der Rand- und Anschlußgemeinden, einzubeziehen!

Die Fläche muß im Einklang mit dem maßgeblichen Ausbau der Kläranlage stehen. Die Ermittlung hat so exakt wie möglich zu erfolgen, da Fehler erhebliche Auswirkungen auf das (Gesamt-)Speichervolumen haben.

## 5.3 Fließzeit $t_f$ - A 128 Nr. 6.1.3

Hier ist die längste Fließzeit im Kanalnetz anzusetzen. Unbedeutende, weiter entfernte Gebiete können unberücksichtigt bleiben; Fließzeiten  $< 30$  min wirken sich unterschiedlich auf das Beckenvolumen aus.  $t_f$  ist der hydrotechnischen Berechnung zu entnehmen.

## 5.4 Mittlere Geländeneigungsgruppe $NG_m$ - A 128 Nr. 6.1.4

Die Ermittlung erfolgt entsprechend A 118; der Wert wird flächenbezogen gemittelt.

## 5.5 Mischwasserabfluß $Q_m$ - A 128 Nr. 6.2.1

### \* Gesamteinzugsgebiet:

$Q_m$  ist der MW-Abfluß, für den die Kläranlage ausgelegt ist oder innerhalb von 8 - 10 Jahren ausgebaut wird. Abflüsse aus Gebieten mit Trennsystem sind von  $Q_m$  abzuziehen, wenn sie direkt zur Kläranlage gelangen, also keinem Becken zufließen ( $Q_m - Q_{tT24} - Q_{rT24}$ ).

### \* Teileinzugsgebiete ( $i$ ):

Bei Standorten einzelner Becken (RÜB) entspricht der Mischwasserabfluß  $Q_{m,i}$  dem Drosselabfluß  $Q_{d,i}$  ( $> 2 Q_{sx} + Q_{f24}$ , mit x-Wert der Kläranlage). Die Regenabflußspende  $q_{r,i}$  wird ermittelt mit  $q_{r,i} = (Q_{d,i} - Q_{t24,i} - Q_{rT24,i}) / A_{u,i}$ .



## 5.6 Mittlerer Fremdwasserabfluß $Q_{f24}$ - A 128 Nr. 6.2.2

Für das Gesamtgebiet ist i. d. R. hier der Jahresmittelwert aus der Eigenüberwachung der Kläranlage einzusetzen. Zukünftige Maßnahmen bezüglich  $Q_f$ -Reduzierung sind zu beachten. Hierzu muß ein mit der Fachbehörde abgestimmtes Sanierungskonzept vorliegen.

## 5.7 TW-Abflüsse $Q_{t24}$ , $Q_{tx}$ - A 128 Nrn. 6.2.2 und 6.2.3

Im Gegensatz zu den Bemessungszuflüssen der Kläranlage ( 85 %-Wert ) sind die Trockenwetterabflüsse für die Bemessung der Mischwasserbehandlungsanlagen aus den Jahresmittelwerten zu ermitteln (arithm. Mittel ). Die zukünftigen Abflüsse  $Q$  (Bemessungsabflüsse für Planungs-Zustand) können anhand der derzeitigen Abflüsse  $Q'$  (Ist-Zustand) ermittelt werden.

### 5.7.1 24 h-Tagesmittel $Q_{t24}$

#### \* Gesamteinzugsgebiet:

Der Abfluß wird auf der Basis des Trockenwetterabflusses bestimmt:

Der derzeitige Schmutzwasserabfluß  $Q'_{s24}$  für das Gesamteinzugsgebiet errechnet sich aus dem Jahresmittelwert der derzeitigen TW-Tageszuflüsse  $Q'_{t24}$  abzüglich des gemessenen derzeitigen mittl. Fremdwasserzuflusses  $Q'_{f24}$  , z. B. aus Messungen des Kläranlagenzuflusses (Eigenüberwachung) oder aus dem durchschnittlichen tatsächlichen Wasserverbrauch des Einzugsgebietes.

Der zukünftige Schmutzwasserabfluß  $Q_{s24}$  für das Gesamteinzugsgebiet ergibt sich aus  $Q_{s24} = Q'_{s24} \cdot Z$ .  $Z$  ist die Steigerungsrate des zukünftigen prognostizierten Schmutzwasserzuflusses gegenüber dem derzeitigen Schmutzwasserzufluß. Die Steigerungsrate  $Z$  kann z. B. aus dem jeweiligen Schmutzwasserzufluß der Kläranlagenplanung (85%-Wert) errechnet werden:  $Z = Q_s / Q'_s$  .

Der zukünftige Trockenwetterabfluß für das Gesamteinzugsgebiet ergibt sich aus

$$Q_{t24} = Q_{s24} + Q_{f24} ,$$

mit  $Q_{f24}$  als zukünftiger, prognostizierter durchschnittlicher Fremdwasserabfluß (24 h-Wert).



**\* Teileinzugsgebiete (i):**

Liegen keine Abflußmessungen im Kanalnetz vor, wird die Ermittlung für  $Q_{S24}$  aus dem durchschnittlichen, zukünftigen Wasserverbrauch und der Einwohnerzahl im Teileinzugsgebiet zuzüglich gewerblichem Wasserverbrauch empfohlen.

**5.7.2 Tagesspitze  $Q_{tx}$** **\* Gesamteinzugsgebiet:**

Der zukünftige Spitzenabfluß für das Gesamteinzugsgebiet errechnet sich aus

$$Q_{tx} = Q_{sx} + Q_{f24}$$

mit  $Q_{sx} = Q_{S24} \cdot 24 / x$ , entspr. Gleichung 6.5, A 128.

**\* Teileinzugsgebiete (i):**

$Q_{tx,i}$  kann nach Gleichung 6.5, A 128 ermittelt werden. Der Stundenfaktor  $x$  sollte sich i. d. R. am Wert  $x$  der Kläranlage orientieren, da innerhalb eines Kläranlagen-Einzugsgebietes kaum Abweichungen zu erwarten sind (gleiche Lebensgewohnheiten);  $x$  verändert sich, wenn sich die durchschnittl. Gebietsstruktur ändert (d.h. Einwohner/ Gewerbe, Industrie).

**5.8 Regenabfluß aus Trenngebieten  $Q_{RT24}$  - A 128 Nr. 6.2.4**

Der Wert entspricht dem Wert  $Q_{ST24}$ . Die Ermittlung erfolgt analog  $Q_{S24}$  aus dem 24 h-Tagesmittel, bei größeren Gebieten ( $> 10$  ha) werden Messungen empfohlen.

**5.9 CSB-Konzentration im Trockenwetterabfluß  $c_t$  - A 128 Nr. 6.4**

Hierfür ist grundsätzlich der Jahresmittelwert für das betrachtete Einzugsgebiet maßgebend. Für das Gesamteinzugsgebiet kann der derzeitige Mittelwert aus Meßergebnissen am Kläranlagenzulauf als Anhalt dienen. Für die Berechnung des Gesamtspeichervolumens ist jedoch der Mindestwert 600 mg/l maßgebend. Eine höhere CSB-Konzentration führt zu einer Speicherraumvergrößerung. Dies ist häufig dann der Fall, wenn die Zusammensetzung des Abwassers durch Industrie und Gewerbe geprägt ist. Es sind dann immer Maßnahmen zur CSB-Reduzierung zu prüfen.

Eine Minderung des Speichervolumens kann erreicht werden, wenn z. B. stark verschmutzte Abwässer aus Gewerbe und Industrie

- am Entlastungsbauwerk vorbeigeleitet bzw. in eine Abwasserschiene ohne Entlastung eingeleitet oder in einem separaten Kanal direkt zur



- 
- Kläranlage gelangen oder direkt zur Kläranlage abgefahren werden (z. B. bei Saisonbetrieben) (**getrennte Schmutzwasserableitung**),
- eine Reduzierung des Abwasseranfalles erfolgt, oder durch **innerbetriebliche Vorreinigungsmaßnahmen** die Schmutzkonzentration im Trockenwetterabfluß verringert wird,
  - in einem **Schmutzwasserspeicher** - ohne Entlastung - gespeichert und so gedrosselt abgegeben werden, daß das Mindestmischverhältnis eingehalten werden kann. Evtl. ist eine Belüftung des Abwassers erforderlich.
  - zu solchen Becken **umgeleitet werden**, die an einem anderen, abflußstarken Gewässer liegen (z. B. bei Unterschreitung des zulässigen Mindestmischverhältnisses  $m$  oder um Mischwasserentlastungen in abflußschwache Gewässer zu vermeiden).

Hinweis: Beim Nachweisverfahren ist für  $c_t$  der tatsächlich ermittelte Durchschnittswert maßgebend, d. h. es sind auch Werte unter 600 mg/l möglich.

## 6. Berechnung des Gesamtspeichervolumens

Gemäß A 128 Nr. 6 ist für das Gesamteinzugsgebiet der Kläranlage das erforderliche Gesamtspeichervolumen zu ermitteln. Dies hat vor den Berechnungen des vereinfachten Aufteilungsverfahrens oder des Nachweisverfahrens zu erfolgen. Hierzu dient Anhang 3 A 128 (für  $q_r < 2 \text{ l/s ha}$ ). Zur Ermittlung der maßgeblichen Eingabedaten wird auf Abschnitt 5 verwiesen.

Die Berechnung des Gesamtspeichervolumens wird nachfolgend anhand eines Beispiels erläutert.

### Beispiel 1:

Das Gesamteinzugsgebiet der Kläranlage besteht aus einem Hauptort (A) und drei angeschlossenen Gemeinden B, C und D. Das Fließschema in Anlage 1 zeigt die Anordnung der Teileinzugsgebiete (Misch- und Trennsystem).

Aus Gründen der Gleichbehandlung wird in vorliegendem Beispiel sowohl für den Hauptort als auch für die Anschlußgemeinden eine einheitliche Regenabflußspende  $q_r$  zugrunde gelegt.



Für die Summe aller Teilabflüsse (MS und TS) gelten folgende Bedingungen:

**Für parallele Teileinzugsgebiete:**

$$Q_{m,KLA} = Q_{d,1/2} + Q_{d,3} + Q_{t24,4-5} + Q_{r24,4-5}$$

$$Q_{t24,KLA} = Q_{t24,1-5}$$

Die gebietsspezifischen Daten sind in Anlage 2 zusammengestellt.

Für parallele Teileinzugsgebiete ist das erforderliche Gesamtspeichervolumen einzeln zu ermitteln, da sich für das Gesamteinzugsgebiet wegen der nichtlinearen Zusammenhänge von  $\Sigma Q_{tx}$ ,  $\Sigma t_f$ ,  $\Sigma NG_m$  andere Werte ergeben können.

Die Gebiete 1 und 2 sowie das Gebiet 3 leiten das Abwasser direkt in die Abwasserschiene, in der keine Mischwasserentlastungen mehr vorhanden sind. Für die Gebiete 1 und 2 zusammen und für das Gebiet 3 kann deshalb jeweils ein eigenes Gesamtspeichervolumen ermittelt werden (Voraussetzung: parallel liegende Gebiete). Die Berechnungsergebnisse sind in den Anlagen 3.1 und 3.2 enthalten.

Für Gebiet 3 ist ein Gesamtspeichervolumen von 50 m<sup>3</sup> erforderlich (Mindestspeichervolumen, siehe Anlage 3.2). Hierfür eignen sich besonders Stauraumkanäle, die auch unter 50 m<sup>3</sup> noch sinnvoll sind (siehe A 128 Nr. 9.3.1).

Hinweis: Für die Mischwasserbehandlung in ländlichen Gebieten errechnen sich meist kleine Drosselabflüsse und kleine Beckenvolumen. Die spez. Kosten und der Betriebsaufwand werden dadurch meist überdurchschnittlich hoch (u. a. aufgrund der in der A 128 enthaltenen Empfehlung, bestimmte Mindestvolumina bei Fang- und Druchlaufbecken nicht zu unterschreiten). Alternativlösungen wie Stauraumkanäle statt eigener Becken, Schmutzwasserableitung zur Kläranlage und Regenwasserableitung wie bisher über bestehende Oberflächenwasserkanaäle ermöglichen hier häufig wirtschaftliche und technisch sinnvolle Lösungen.



## 7. Plausibilitätsprüfung, Eingabedaten und Ergebnisse von Anhang 3

Die Schwierigkeit bei der Anwendung der A 128 besteht weniger in der Berechnung der Beckenvolumen selbst, sondern in der Ermittlung der 10 Eingabedaten. Falsche Eingabewerte, z. B. Übernahme der Trockenwetterabflüsse und der CSB-Konzentration aus der Kläranlagenplanung, können um bis zu 100 % größere Beckenvolumen ergeben.

Die Prüfung der 10 Eingabedaten ist deshalb in jedem Falle durchzuführen und zwischen Planer, Auftraggeber und Aufsichtsbehörde abzustimmen. Nachfolgend wird anhand des Beispiels 1 (Anlage 2) die Plausibilität geprüft.

### 7.1 Maßgebliche Abflüsse für das Gesamteinzugsgebiet nach A 128

An der Schnittstelle Kanalnetz/Kläranlage (s. Fließschema, Anlage 1) sind die Abflüsse nach A 128 für das Gesamteinzugsgebiet zu ermitteln und mit den in Anlage 2 berechneten Summen aller Teilabflüsse (KLA: Summe MS und TS) zu vergleichen. Als Grundlage hierzu dienen die Meßergebnisse der Eigenüberwachung am Kläranlagenzulauf (Ist-Zustand) sowie die Planungsdaten der Kläranlage (IST- und Prognose-Zustand).

#### IST-Zustand Kläranlage

(Auswertung der Eigenüberwachungsergebnisse, Jahresdurchschnittswerte)

Trockenwetterzufluß	$Q'_{t24}$	=	27.300 m <sup>3</sup> /d	=	316 l/s
Fremdwasserzufluß	$Q'_{f24}$	=	5.500 "	=	64 l/s
Schmutzwasserzufluß	$Q'_{s24}$	=	21.800 "	=	252 l/s

#### IST-Zustand Kläranlagenplanung

(Auswertung des Ist-Zustandes nach Groche, 85 %-Werte)

Trockenwetterzufluß	$Q'_d$	=	32.000 m <sup>3</sup> /d
Fremdwasserzufluß	$Q'_f$	=	5.500 "
Schmutzwasserzufluß	$Q'_s$	=	26.500 "

#### Prognose-Zustand Kläranlagenplanung

(Bemessungswerte, 85% - Werte)

Trockenwetterzufluß $Q_d$	=	40.000 m <sup>3</sup> /d	=	730 l/s (Spitzenwert)
---------------------------	---	--------------------------	---	-----------------------



$$\begin{aligned}
 \text{Fremdwasserzufluß } Q_f &= 6.800 \text{ "} &= 80 \text{ l/s} \\
 \text{Schmutzwasserzufluß } Q_s &= 33.200 \text{ "} &= 650 \text{ l/s (Spitzenwert)} \\
 \text{Mischwasserzufluß } Q_m &= n \cdot Q_s + Q_f \\
 &= 2,2 \cdot 650 + 80 &= 1.500 \text{ l/s}
 \end{aligned}$$

Bemerkungen: Ein höheres  $Q_m$  als  $2 Q_s + Q_f$  wirkt sich mindernd auf das Gesamtspeichervolumen nach A 128 aus (jedoch Auswirkungen auf die Kläranlage beachten!).

Maßgebliche Abflüsse Gesamteinzugsgebiet nach A 128 (Planungs-Zustand)

a) vorgegebene Abflüsse

$$\begin{aligned}
 \text{Mischwasserzufluß} & & Q_m &= 1.500 \text{ l/s (entspricht } Q_m \text{ der Kläranlage)} \\
 \text{Mittlerer Fremdwasserzufluß} & & Q_{f24} &= 80 \text{ l/s (entspricht } Q_f \text{ der Kläranlage)}
 \end{aligned}$$

b) gesuchte TW-Abflüsse

Zur Ermittlung des Faktors Z wird folgende Annahme getroffen:

Die Steigerungsrate Z der Abflüsse im Jahresdurchschnitt wird der Steigerungsrate der Zuflüsse nach der Kläranlagenplanung (85 %-Werte) gleichgesetzt.

$$\begin{aligned}
 24 \text{ h Tagesmittel } Z &= Q_s / Q'_s &= 33.200 / 26.500 &= 1,25 \\
 Q_{s24} &= Q'_{s24} \cdot Z &= 252 \cdot 1,25 &= 315 \text{ l/s} \\
 Q_{t24} &= Q_{s24} + Q_{f24} &= 315 + 80 &= 395 \text{ l/s} \\
 & \text{(Vergleiche Anlage 2, Summe MS u. TS: } Q_{t24} = 398 \text{ l/s)} \\
 \text{Tagesspitze } x &= 33.200 / (650 \cdot 3,6) &= \text{rd. } 14 \\
 Q_{sx} &= Q_{s24} \cdot 24/x &= 315 \cdot 24/14 &= 540 \text{ l/s} \\
 Q_{tx} &= Q_{sx} + Q_{f24} &= 540 + 80 &= 620 \text{ l/s} \\
 & \text{(Vergleiche Anlage 2, Summe MS u. TS: } Q_{tx} = 632 \text{ l/s)}
 \end{aligned}$$

c) Ergebnis:

Vergleicht man die Abflüsse für das Gesamteinzugsgebiet mit der Summe aller Teilabflüsse von Anlage 2, so kann eine gute Übereinstimmung festgestellt werden. Die Planung für die Mischwasserbehandlung im Kanalnetz ist damit ausreichend auf die Kläranlagenplanung abgestimmt.



## 7.2 Auslastungswert $n$ der Kläranlage

Der Wert  $n$  nach A 128 muß größer sein als der Wert  $n$ , der der Kläranlagenplanung zugrunde liegt, da die Bemessungsabflüsse für A 128 ( $Q_{t24}$ ,  $Q_{tx}$ ) kleiner als die Bemessungszuflüsse der Kläranlagenplanung (z. B. A 131) sind. Nach Erfahrungen liegt der Wert  $n$  nach A 128 für das Gesamteinzugsgebiet in der Größenordnung zwischen 2,3 und 2,9 oder darüber, selten darunter.

### Prüfung Gebiete 1/2:

Der Wert  $n$  in Anlage 2 liegt mit 2,8 in o. g. Bereich; er liegt auch höher als der

Wert  $n$  der Kläranlage (= 2,2).

### Prüfung Gebiet 3:

Es fällt auf, daß der Wert  $n = 5,9$  doppelt so groß ist als bei Gebiet 1/2. Folgende Zusammenhänge sind gegeben:

\*  $Q_{t24}$  ist zu klein,

\*  $A_U$  ist zu groß

\*  $Q_m$  ist zu groß.

Die Nachrechnung von  $Q_{t24}$  bestätigt, daß dieser Wert richtig ist:

$$Q_{t24} = (0,135 \text{ m}^3/\text{d} \cdot 830 \text{ E}) / 86,4 + 0,4 = 1,7 \text{ l/s.}$$

Reduziert man  $A_U$  um etwa die Hälfte (5 ha), so ergeben sich folgende Werte:

$$Q_m = 6,3 \text{ l/s} \quad \text{bei } q_r = 0,92 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$$

$$q_{t24} = 0,3 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)} \text{ entspricht auch Wert für Gebiete 1/2; bisher: } 0,16$$

$$n = 2,9 \quad \text{entspricht auch Wert für Gebiete 1/2}$$

Ergebnis: Der Wert  $A_U$  ist nicht plausibel und deshalb zu überprüfen.

Folgerungen:

1.  $A_U$  wird nach Überprüfung bestätigt; die Eingabewerte bleiben wie bisher.
2. Die Nachprüfung hat ergeben, daß  $A_U$  falsch ist.  $A_U$  ist zu berichtigen,  $Q_m$  ist neu zu ermitteln. Anhang 3 A 128 muß neu berechnet werden.
3. Für das vorliegende Beispiel 1 errechnet sich (nach Berichtigung von  $A_U$ ) der Mischwasserabfluß  $Q_m = 6,3 \text{ l/s}$  (siehe oben). Drosselabflüsse in dieser Größenordnung sind im "rauen" Kanalbetrieb schwierig zu regeln und aufgrund des hohen Wartungs- und Betriebsaufwandes zu vermeiden. Drosselabflüsse sollten deshalb 10 l/s nicht unterschreiten. Im vorliegenden Beispiel wird deshalb  $Q_m = 11,6 \text{ l/s}$ , wie bisher, bei-



behalten, d. h.  $q_r$  geht hier (wegen höherem  $Q_m$ ) mit 1,85 l/(s·ha) ein. Die Bedingungen an der Schnittstelle können eingehalten werden.

### 7.3 Regenabflußspende $q_r$ für das Gesamteinzugsgebiet

Nach bisherigen Erfahrungen liegt der Wert in der Größenordnung zwischen ca. 0,5 und 0,9 l/(s · ha). Er gibt auch Hinweise, ob z. B.  $Q_m$  ( $Q_d$ ) falsch angesetzt wurde oder ob die undurchlässige Fläche  $A_u$  nicht im Einklang mit der zugehörigen Einzugsfläche steht, die den prognostizierten Einwohnerwerten der Kläranlage zugrunde liegt. Im vorliegenden Beispiel liegt der Wert  $q_r$  im o. g. Bereich.

## 8. Auswirkungen der Berechnungsannahmen

### 8.1 Variation der Eingabeparameter nach Anhang 3 A 128

Durch Variation verschiedener Eingabeparameter soll die Empfindlichkeit des Systems aufgezeigt werden (Beispiel 2). Ausgangsdaten und Ergebnisse sind in Anlage 4 graphisch dargestellt. Die Graphik zeigt, daß insbesondere die Parameter  $A_u$ ,  $Q_m$ ,  $Q_{t24}$ ,  $Q_{tx}$  und  $c_t$  erheblichen Einfluß auf die Größe des Speichervolumens haben. Die Ermittlung dieser Werte sollte deshalb mit besonderer Sorgfalt erfolgen.

Bei abwasserintensiven Betrieben sollten deshalb immer vorher Betriebserhebungen und Abwasseruntersuchungen durchgeführt werden. Geplante Maßnahmen (s. Abschnitt 5.9) sind zu berücksichtigen.

### 8.2 Auswirkung unterschiedlicher Mischwasserkontingente

In der Praxis werden die Mischwasserkontingente von Anschlußgemeinden meist "willkürlich" festgelegt (z. B. nach rein hydraulischen Gesichtspunkten). Unterschiedliche Festlegungen haben unterschiedliche Speichervolumen zur Folge. Der Einfluß soll am Beispiel eines Verbandsgebiets mit den Gemeinden A, B und C aufgezeigt werden (Beispiel 3, siehe Anlage 5). Um die Auswirkungen erkennen zu können, wurden die drei Gemeinden vollkommen identisch gewählt.

Bei Parallelschaltung der Gemeinden mündet der jeweilige Verbindungssammler in einen gemeinsamen Sammler (Abwasserschiene) zur Kläranlage.



Verglichen werden:

- jede Gemeinde kann 160 l/s abgeben (d. h. gleiches  $q_r$ ) und
- die Gemeinden haben sich an der Kläranlage mit 130, 160 und 190 l/s eingekauft, obwohl sie tatsächlich gleiche Verhältnisse und Einwohnerwerte haben.

Die Ergebnisse mit den erf. Beckenvolumen sind in Anlage 5 zusammengestellt:

Gemeinde A mit dem höchsten Abwasserkontingent benötigt das kleinste Speichervolumen. Demgegenüber muß Gemeinde B erheblich mehr Speichervolumen bereithalten, zugunsten von Gemeinde A. Das Speichervolumen für Gemeinde C bleibt für beide Betrachtungen im Wesentlichen unverändert.

## 9. Vereinfachtes Aufteilungsverfahren und Nachweisverfahren

Hierzu gibt es bereits mehrfach Aussagen in der Fachliteratur, auf die hiermit verwiesen wird [1], [2].

## 10. Literatur

- [1] Meißner, E. Fragen und Beispiele zum A 128 und dem vereinfachten Aufteilungsverfahren, Aktuelles zur Regenwasserbehandlung im Trenn- und Mischverfahren, ATV-Seminar 35/94 am 15./16.3.1995, Sächsische Bildungsgesellschaft für Umweltschutz und Chemieberufe Dresden mbH
- [2] Jakobi, D. Bemessung von Regenbecken mit Nachweisverfahren, Aktuelles zur Regenwasserbehandlung im Trenn- und Mischverfahren, ATV-Seminar 35/94 am 15./16.3.1995, Sächsische Bildungsgesellschaft für Umweltschutz und Chemieberufe Dresden mbH
- [3] LAWA Leitlinien zur Durchführung von Kostenvergleichsrechnungen, Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA), München 1993

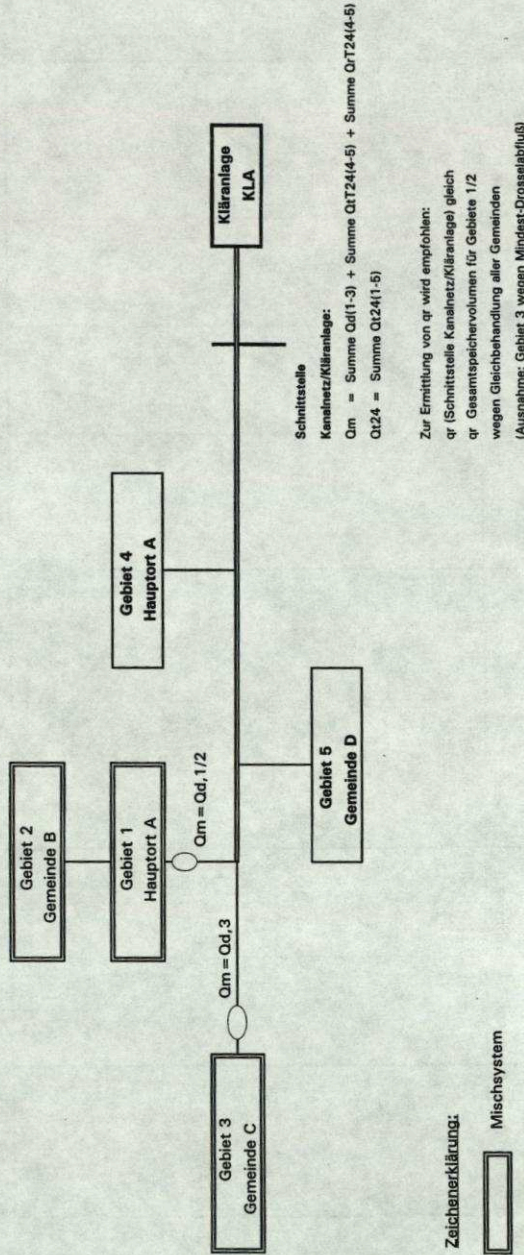
Anschrift des Verfassers:

Dipl.-Ing. Richard Oberhauser  
Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft  
Lazarettstraße 67, 80636 München



## Anlage 1

Beispiel 1: Fließschema (Systemplan) Gesamteinzugsgebiet





Beispiel 1: Gebietsdaten für Teileinzugsgebiete nach A 128

Parameter	M i s c h s y s t e m				T r e n n s y s t e m			K L A	
	Gebiet 1	Gebiet 2	Summe Gebiete 1/2	Gebiet 3	Summe Gebiete 1-3	Gebiet 4	Gebiet 5	Summe TS Gebiete 4 u. 5	Summe MS u. TS
E	87091	10053	97144	830	97974	2255	4844	6899	104873
ws (l/E d)	140	120		135		140	135		
Oh24 (l/s)	141	14	155	1,3	156	4	7	11	167
Og24 (l/s)	110	2	112	-	112	36	2,6	38,6	151
hNa (mm)			637	637	637				637
Au (ha)	974,5	106,2	1080,7	? 10,7	1091,4				1091
tf (min)	100	60	100	28	130				130
NGm (-)	1,4	1,5	1,4	2	1,4				1,42
Qm(Qd) (l/s)	1255	119	1374	11,6	1387			[114]	1501
Qt24 (l/s)	315	20	335	1,7	336	50	12	62	398
Qtz (l/s)	487	45	532	2,3	524	80	18	99	632
QrT24 (l/s)	38	1,4	39,4		40	40	12	52	92
ct (mg/l)	571	606	600	481	604	547	553	550	604
Qt24 (l/s)	63	4	67	0,4	67,4	10	2,4	12,4	79,8
n (-)			2,8	? 5,9	2,9				2,9
qr (l/s ha)	0,92	0,92	0,92	? 0,92	0,92				0,92
Eingabedaten für Anhang 3 A 128, Gesamtspeichervolumen					Daten nach A 128				

1) = Mischwasserkontingent

[ ] = nur rechnerischer Wert,  
kein Mischwasserkontingent



## Anlage 3.1

AZ : Beispiel 1, Gebiete 1/2

Datum : 26-MAY-1995

Gesamteinzugsgebiet nach A 128 Anhang 3

Projekt : Gesamtspeichervolumen

Gewaesser : MNQ = 21.00 m3/s

Mittlere Jahresniederschlagshoehe . . . . .	hNa =	637. mm
undurchlaessige Gesamtflaeche . . . . .	Au =	1080.7 ha
laengste Fliesszeit im Gesamtgebiet . . . . .	tf =	100.0 min
mittlere Gelaendeneigungsgruppe . . . . .	NGm =	1.40 -
MW-Abfluss der Klaeranlage . . . . .	Qm =	1374.0 l/s
TW-Abfluss, 24h-Tagesmittel . . . . .	Qt24 =	335 l/s
TW-Abfluss, Tagesspitze . . . . .	Qtx =	532 l/s
Regenabfluss aus Trenngebieten . . . . .	QrT24 =	39.4 l/s
CSB-Konzentration im TW-Abfluss . . . . .	ct =	600. mg/l
mittlerer Fremdwasserabfluss . . . . .	Qf24 =	67 l/s
Auslastungswert der Klaeranlage . . . . .	n =	2.81 -
Regenabfluss, 24h-Tagesmittel . . . . .	Qr24 =	999.8 l/s
Regenabflussspende . . . . .	qr =	0.925 l/(s*ha)
TW-Abflussspende aus Gesamtgebiet . . . . .	qt24 =	0.310 l/(s*ha)
Fliesszeitabminderung . . . . .	af =	0.88 -
mittl. Regenabfluss bei Entlastung . . . . .	Qre =	5698. l/s
mittleres Mischverhaeltnis . . . . .	m =	17.1 -
xa-Wert fuer Kanalablagerungen . . . . .	xa =	15.1 -
Einflusswert TW-Konzentration . . . . .	ac =	1.000 -
Einflusswert Jahresniederschlag . . . . .	ah =	-0.204 -
Einflusswert Kanalablagerungen . . . . .	aa =	0.389 -
Bemessungskonzentration . . . . .	cb =	711. mg/l
rechn. Entlastungskonzentration . . . . .	ce =	140. mg/l

R E G E L A N F O R D E R U N G nach A 128 Anhang 3

zulaessige Entlastungsrate . . . . .	eo =	52.6 %
spezifisches Speichervolumen . . . . .	Vs =	11.9 m3/ha
Mindestvolumen . . . . .	Vs,min =	6.0 m3/ha
massgebendes Gesamtvolumen . . . . .	V =	12857. m3

Fuer Gewaesser mit MNQ/Qsx = 45 (MNQ/Qsx &lt; 100)



## Anlage 3.2

AZ : Beispiel 1, Gebiet 3

Datum : 26-MAY-1995

Gesamteinzugsgebiet nach A 128 Anhang 3

Projekt : Gesamtspeichervolumen

Gewaesser : MNQ = 21.00 m<sup>3</sup>/s

Mittlere Jahresniederschlagshoehe . . . . .	hNa =	637. mm
undurchlaessige Gesamtflaeche . . . . .	Au =	10.7 ha
laengste Fliesszeit im Gesamtgebiet . . . . .	tf =	28.0 min
mittlere Gelaendeneigungsgruppe . . . . .	NGm =	2.00 -
MW-Abfluss der Klaeranlage . . . . .	Qm =	11.6 l/s
TW-Abfluss, 24h-Tagesmittel . . . . .	Qt24 =	1.7 l/s
TW-Abfluss, Tagesspitze . . . . .	Qtx =	2.3 l/s
Regenabfluss aus Trenngebieten . . . . .	QrT24 =	0.0 l/s
CSB-Konzentration im TW-Abfluss . . . . .	ct =	481. mg/l

mittlerer Fremdwasserabfluss . . . . .	Qf24 =	0.4 l/s
Auslastungswert der Klaeranlage . . . . .	n =	5.89 -
Regenabfluss, 24h-Tagesmittel . . . . .	Qr24 =	9.9 l/s
Regenabflussspende . . . . .	qr =	0.925 l/(s*ha)
TW-Abflussspende aus Gesamtgebiet . . . . .	qt24 =	0.159 l/(s*ha)

Fliesszeitabminderung . . . . .	af =	0.89 -
mittl. Regenabfluss bei Entlastung . . . . .	Qre =	57. l/s
mittleres Mischverhaeltnis . . . . .	m =	33.4 -
xa-Wert fuer Kanalablagerungen . . . . .	xa =	17.7 -
Einflusswert TW-Konzentration . . . . .	ac =	1.000 -
Einflusswert Jahresniederschlag . . . . .	ah =	-0.204 -
Einflusswert Kanalablagerungen . . . . .	aa =	0.263 -
Bemessungskonzentration . . . . .	cb =	635. mg/l
rechn. Entlastungskonzentration . . . . .	ce =	122. mg/l

R E G E L A N F O R D E R U N G nach A 128 Anhang 3

zulaessige Entlastungsrate . . . . .	eo =	70.7 %
spezifisches Speichervolumen . . . . .	Vs =	1.0 m <sup>3</sup> /ha
Mindestvolumen . . . . .	Vs,min =	4.6 m <sup>3</sup> /ha
massgebendes Gesamtvolumen . . . . .	V =	50. m <sup>3</sup>

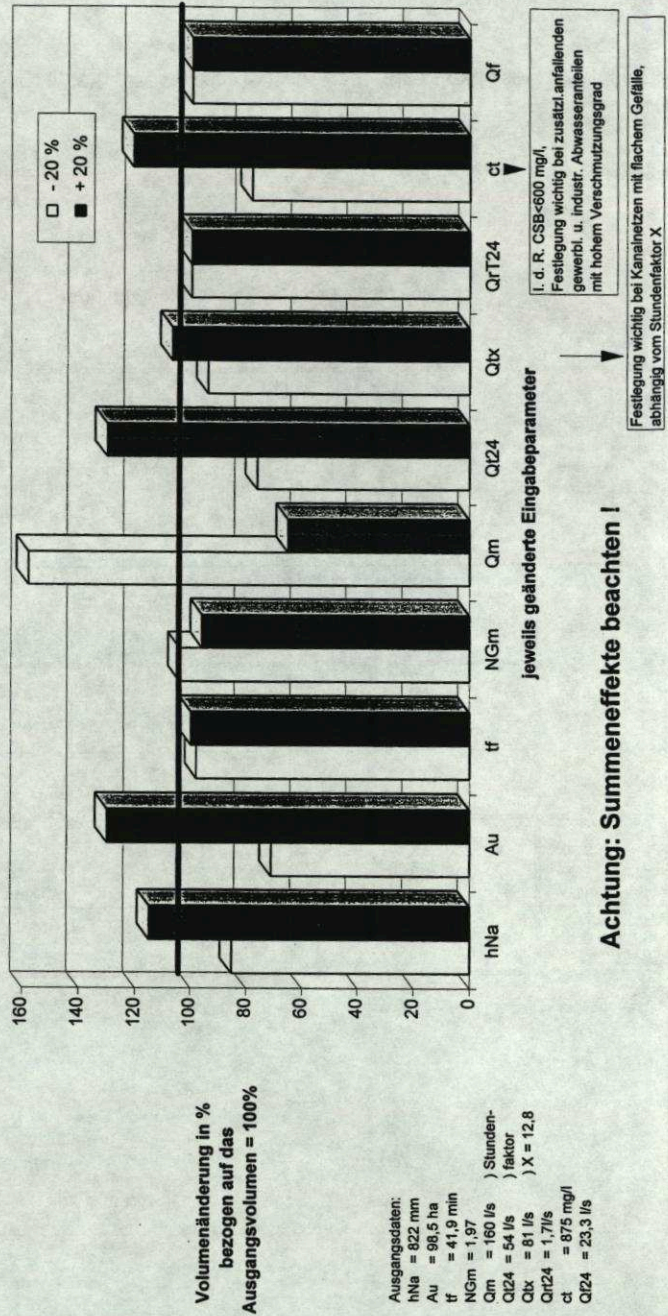
Fuer Gewaesser mit MNQ/Qsx = 11052 (MNQ/Qsx > 1000)

1.20-fache Entlastungsrate . . . . .	e0 =	84.8 %
spezifisches Speichervolumen . . . . .	Vs =	0.0 m <sup>3</sup> /ha
Mindestvolumen . . . . .	Vs,min =	4.6 m <sup>3</sup> /ha
massgebendes Gesamtvolumen . . . . .	V =	50. m <sup>3</sup>



## Anlage 4

# Beispiel 2: RÜB-Volumenänderung durch Variation der Eingabeparameter um $\pm 20\%$ (z. B. durch Schreibfehler verursacht)



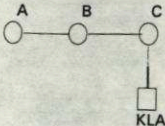
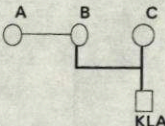
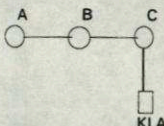


## Anlage 5

### Beispiel 3: Auswirkung unterschiedlicher Mischwasserkontingente

Vergleich der Becken-Volumen bei

- einheitlichen Mischwasserkontingenten und
- unterschiedlichen Mischwasserkontingenten

Ort	Mischwasserkontingent			
	$Q_m$ l/s	erforderliches Becken-Volumen in %		
Orte A, B, C: 100% = 3392 m , Kläranlage: 100% = 10.176				
A	160	100	100	100
B	160	100	100	100
C	160	100	100	100
KLA	480	100	100	100
A	190	67	67	67
B	130	153	133	133
C	160	100	100	100
KLA	480	107	100	100
Ausgangsdaten:				
	hNa	=	822	mm
	Au	=	98,50	ha
	tf	=	41,90	min
	NGm	=	1,97	-
	$Q_m$	=	160	l/s
	$Q_{t24}$	=	54	l/s
	$Q_{tx}$	=	81	l/s
	$Q_{rT24}$	=	1,7	l/s
	ct	=	875	mg/l
	$Q_{f24}$	=	23,3	l/s



# Konstruktion und maschinelle Ausrüstung von Regenüberlaufbecken

apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Hansjörg Brombach  
Umwelt- und Fluid-Technik Dr.H.Brombach GmbH  
Steinstr. 7, 97980 Bad Mergentheim

## 1. Einleitung

In den alten Bundesländern sind heute ca 12.000 Regenüberlaufbecken (RÜB) in Mischwasserkanalisationen in Betrieb. Es wird geschätzt, daß noch weitere 20.000 RÜB fehlen. In den neuen Bundesländern ist die Mischwasserkanalisation nicht so verbreitet, weil die Trennkanalisation oder Vorstufen dazu vorherrschen, BROMBACH und KUHN (1992). Weil dort die Regenwasserbehandlung erst gerade begonnen wird, gibt es noch sehr wenige RÜB. Es fehlen in den neuen Bundesländern etwa 5.000 RÜB. In der wiedervereinigten Republik müssen also insgesamt noch 25.000 Regenüberlaufbecken gebaut werden. Eine gewaltige Aufgabe liegt vor uns, die noch mehrere Jahrzehnte beanspruchen wird.

Alle Regenüberlaufbecken brauchen eine mehr oder minder aufwendige technische Ausrüstung in Form von Abflußdrosseln, Wasserstandsregelungen, Reinigungshilfen, Rechen und Sieben, Registriergeräten, elektrischen und elektronischen Meßwertgebern, Schaltschränke etc. Die hohen Anforderungen an die Brauchbarkeit, Zuverlässigkeit und Langlebigkeit dieser technischen Ausrüstung verlangen, daß insbesondere der Planer, der in der Regel ein Bauingenieur ist, seinen Kollegen aus den Bereichen Maschinenbau und Elektrotechnik richtige und realistische Vorgaben macht.

Dieser Aufsatz will nicht einen umfassenden Überblick über das Thema Regenwasserbehandlung und Ausrüstung geben. Das würde den Rahmen dieses Kolloquiums sprengen. Der Stand der Technik ist umfassend in den ATV-Arbeitsblättern A 111 (1992) und A 128 (1992) nachzulesen. Die technische Entwicklung geht aber nach erst 20 Jahren Regenwasserbehandlung immer noch stürmisch voran, so daß die offiziellen Regelwerke der Praxis oft nachhinken.

Den Stand der Wissenschaft dokumentieren die zahlreichen Veröffentlichungen aus dem BMFT-Verbundprojekt „NIEDERSCHLAG“, dem größten jemals in Deutschland und wahrscheinlich sogar weltweit durchgeführten Forschungsprojekt zum



---

Thema Stadtentwässerung, BMFT (1992). Das Projekt wird von Herrn Prof. H.H. Hahn an der Universität Karlsruhe geleitet und kommt demnächst zum Abschluß. Eine Vision über die Stadtentwässerung der Zukunft gibt KRAUTH (1995) von der Universität Stuttgart, der übrigens vor 25 Jahren die Regenüberlaufbecken erfunden hat. Einen Überblick über den derzeitigen Stand der Technik bei der maschinellen und elektrischen Ausrüstung ist bei BROMBACH (1995) nachzulesen. In einer ATV-Arbeitsgruppe wird an einem Arbeitsbericht „Konstruktive Gestaltung und Ausrüstung von Regenwasserbehandlungsanlagen“ gearbeitet, der 1996 erscheinen soll.

Im folgenden sollen unter Berücksichtigung des Tagungsthemas nur Verfahren und Geräte im Zusammenhang mit Regenüberlaufbecken vorgestellt werden, bei denen eine hydromechanische Wirkungsweise im Vordergrund steht.

## 2. Regenüberlaufbecken

Man unterscheidet zwei verschiedene Typen von Regenüberlaufbecken: Fangbecken und Durchlaufbecken. Die Mehrzahl aller RÜB sind Fangbecken.

### 2.1 Fangbecken, Stauraumkanäle

Fangbecken werden meistens als sogenannte Stauraumkanäle gebaut. Bild 1 zeigt einen typischen Stauraumkanal mit  $V=170 \text{ m}^3$  Volumen. Das Stauvolumen bildet ein gerades, 50 m langes Rohr der Nennweite 2.000 mm. Am oberen Ende des Kanalstauraums liegt der sogenannte Beckenüberlauf (BÜ), am unteren Ende das Drosselbauwerk. Im Drosselbauwerk befindet sich eine Ablaufdrossel, im Beispiel ein Wirbelventil, über das später noch gesprochen werden wird.

Bei Trockenwetter ist der Stauraumkanal leer, und ein Trockenwetterstrom  $Q_t$  von einigen l/s fließt ständig durch den Kanal. Bei Regen schwillt der Zustrom schnell an. Bei kräftigen Regen ist das Stauvolumen nach einigen Minuten erschöpft. Die Drossel begrenzt den Abfluß zur Kläranlage auf etwa 1 bis 5mal  $Q_t$ . Häufig werden Abflüsse bei vollem Becken von 20 bis 50 l/s verlangt. Ist der Kanalstauraum voll, ist zu erwarten, daß der erste Spülstoß (first flush) mit dem Volumen „gefangen“ ist und das nachdrängende, sauberere Wasser unbehandelt über den Beckenüberlauf in den Entlastungskanal (EK) und von dort ins Gewässer laufen kann.







Die hydromechanischen Nachweise für diesen RÜB-Typ sind vergleichsweise einfach. Die Überfallhöhe am Beckenüberlauf wird nach der POLENI-Formel berechnet, siehe A 111 (1992). Der durch den Überfall entstehende zusätzliche Rückstau darf nicht zu einem unangemessenen Einstaurisiko für die Keller führen, siehe dazu auch den Parallelaufsatz von Dr. Weiß. Deshalb ist die Vorgabe der maximalen Überfallmenge vor allem eine Frage des Wiederkehrintervalls und somit ein hydrologisches Spezialproblem. Auch wird oft nicht bedacht, wo eigentlich der „hydraulische Kontrollquerschnitt“ liegt. Es nützt nichts, die Überfallhöhe am Beckenüberlauf nachzuweisen, aber nicht danach zu schauen, ob das Wasser überhaupt durch das „Nadelöhr“ Entlastungskanal entweichen kann, ohne den Beckenüberlauf von hinten einzustauen.

Weiterhin ist nachzuweisen, daß der Trockenwetterabfluß im Stauraumkanal nicht zu massiven Ablagerungen führt. Immerhin muß, um genügend Volumen zu erhalten, die Nennweite des Stauraumes erheblich größer als die der Zulaufleitung sein. Ist die Schleppkraft dauernd zu gering, bilden sich Dünen aus Sand, sogenannte Transportkörper, die Toilettenpapier, Kot etc. rückstauen. Dieses fäulnisfähige Material stinkt, greift Kanalbaustoffe an und wandelt durch bio-chemische Vorgänge partikuläre Schmutzstoffe in die lösliche Phase um. Das vermindert die Wirkung der Regenwasserbehandlung und oft auch die der Kläranlage. Der Nachweis der Ablagerungsfreiheit, der oft vergessen wird, ist nach dem ATV-Arbeitsblatt A 110 (1988) zu führen, siehe auch Parallelvortrag von Herrn Dr. Weiß.

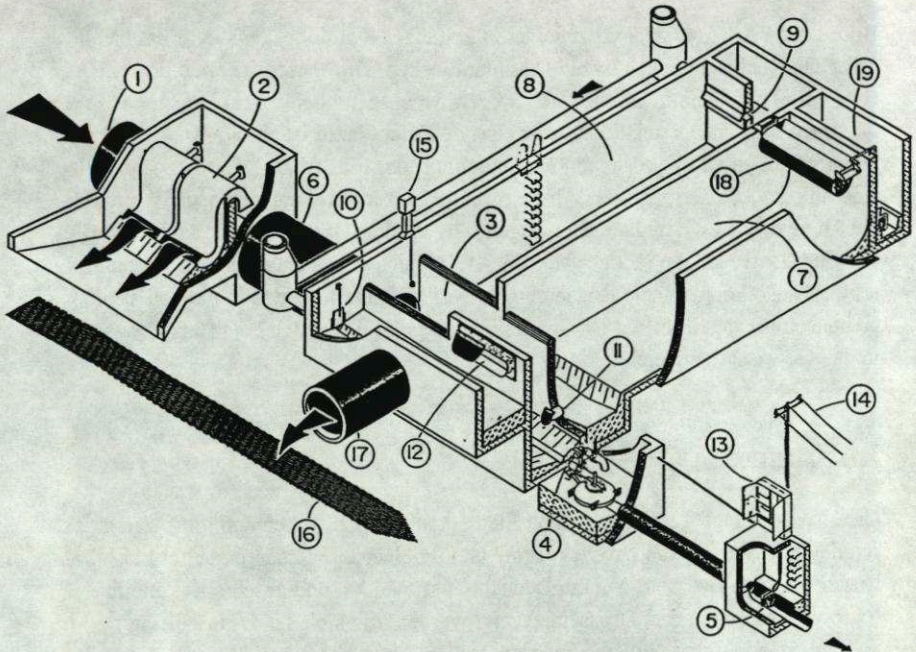
Bei der Drosselanlage muß der hydraulische Nachweis geführt werden, daß es bei Trockenwetter keinen schädlichen Rückstau in den Kanalstauraum gibt, der die Schleppkraft aufheben würde. Aus diesem Grund muß es eigentlich vor der Ablaufdrossel, gleich welchen Fabrikats, einen kleinen Höhengsprung geben, der aus Bild 1 im Vorschacht gut zu sehen ist. Das Rückstaurisiko bei Trockenwetter kommt daher, daß die Drossel sehr stark drosseln muß und deshalb in der Regel eine sehr viel kleinere Nennweite als der Kanalstauraum hat. Die erforderliche starke Querschnittseinschnürung auf 200 bis 400 mm erzeugt auch ohne Drossel für einen gewissen Rückstau.

## 2.2 Durchlaufbecken, Rechteckbecken

Durchlaufbecken sind in der Regel größer als Fangbecken und werden deshalb mehrheitlich im sogenannten Nebenschluß angeordnet, d.h. sie liegen, abgetrennt durch eine Trennbauwerksschwelle (TB), „neben“ dem Hauptsammler. Bild 2 zeigt eine solche Anordnung. Als bautechnisch sehr günstig erweist sich, daß der Neben-



schluß dazu führt, daß der Beckenüberlauf direkt gegenüber der Trennschwelle liegt und ein eigenes Bauwerk entfällt. Das Durchlaufbecken hat zusätzlich zum Beckenüberlauf (den jedes RÜB haben muß!) einen Klärüberlauf (KÜ). Im Bild 2 ist der Klärüberlauf im linken Teilbecken am hinteren Beckenende zu sehen. Die drei Überläufe BÜ, TB und KÜ müssen sehr fein in ihrer Höhe und Leistungsfähigkeit aufeinander, auf das Bauwerk und auf die zulässige Oberflächenbeschickung und Durchströmungsgeschwindigkeit im Absetzbecken abgestimmt sein. Zum Sonderfall Klärüberlauf gibt es neue Entwicklungen, über die Herr Gerhardt im Parallelvortrag berichtet.



- |                     |                          |                                    |
|---------------------|--------------------------|------------------------------------|
| 1 Zulaufkanal       | 2 Luftregulierte Heber   | 3 Trennbauwerksschwelle (TB)       |
| 4 Ablaufdrossel     | 5 Abflußmeßstelle        | 6 Zulaufberuhigung                 |
| 7 Fangbeckenteil    | 8 Durchlaufbeckenteil    | 9 Klärüberlauf (KÜ)                |
| 10 Drosselschieber  | 11 Rückstauklappe        | 12 Schlitzklappe im Beckenüberlauf |
| 13 Schaltschrank    | 14 Fernübertragung       | 15 Datenlogger                     |
| 16 Gewässer         | 17 Entlastungskanal (EK) | 18 Spülkippe                       |
| 19 Spülwasservorrat |                          |                                    |

Bild 2: Isometrische Darstellung eines Regenüberlaufbeckens im Nebenschluß



Weiterhin sollen sich in Durchlaufbecken möglichst keine Kurzschlußströmungen oder Wasserwalzen mit Totzonen bilden, die die Absetzwirkung verschlechtern. Das ist ein sehr delikates Thema, ähnlich wie bei Klärbecken auf Kläranlagen, aber mit der Problemverschärfung, daß Durchlaufbecken schwallartig innerhalb weniger Minuten befüllt werden. Die dabei frei werdende Strömungsenergie muß so gelenkt werden, daß trotzdem eine gute Klärwirkung eintritt. Bei dem heute noch unsicheren Stand der Technik gibt es viele eigenwillige Lösungen, bei denen vermutet werden muß, daß der mögliche Wirkungsgrad beim Rückhalt absetzbarer Stoffe verfehlt wird.

Bild 2 zeigt den noch viel verzwickteren Fall eines Kombibeckens. Nur das links gelegene Rechteckbecken ist ein Durchlaufbecken. Der rechts daneben liegende Beckenteil hat keinen Klärüberlauf, sondern ist ein Fangbecken im Nebenschluß. Der nach links aus dem Bild hinausweisende Zulaufkanal ist ein Stauraumkanal im Hauptschluß, aber mit sogenannter „untenliegender Entlastung“. Bei Trockenwetter sind alle Becken leer, und das Abwasser läuft rückstaufrei auf geradem Weg durch das Bauwerk zur Kläranlage. Bei Regen schwillt der Abwasserstrom an und wird von der Drosselanlage rückgestaut. Zuerst füllt sich der Kanalstauraum, aber nur teilweise. So können viele Regenereignisse aufgefangen werden, ohne daß die im Nebenschluß angeordneten Becken überhaupt geflutet werden oder daß Abwasser in das Gewässer entweicht.

### **3. Abflußdrosseln**

Die Drosselanlage ist das wichtigste Element am Regenbecken und gleichzeitig das "Nadelöhr". Versagt die Drossel, ist die Gefahr einer Gewässerverschmutzung akut. Deshalb ist das Drosselorgan mit Bedacht auszuwählen und geschickt anzuordnen. Im folgenden sollen drei Drosseln gezeigt werden, die sich durch die Nutzung hydraulischer Effekte und eine außerordentlich große Betriebssicherheit auszeichnen.

#### **3.1 Wirbeldrossel**

Wirbeldrosseln haben eine kreisrunde, gewölbte Wirbelkammer mit tangentialer Zuleitung und axialer Ableitung. Durch die tangentiale Beschickung entsteht eine Spiralströmung. Im Zentrum des Wirbels bildet sich ein luftgefüllter Wirbelkern, der den größten Teil des Ausgangs versperrt, siehe Bild 3. Infolge der Zentrifugalkraft



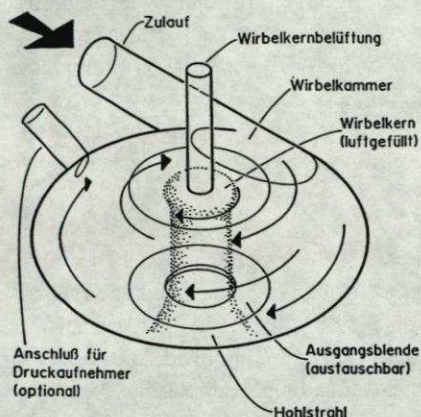


Bild 3: Strömung in einer Wirbeldrossel

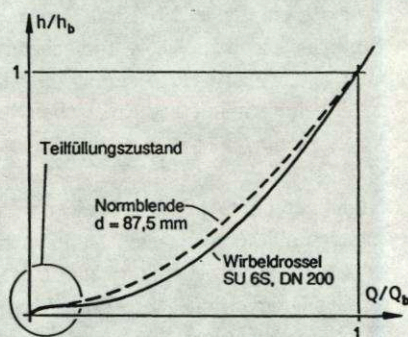
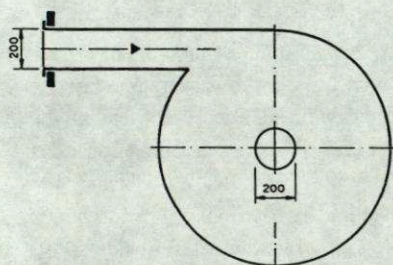
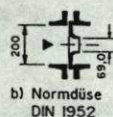


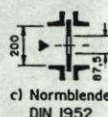
Bild 4: Abflusskurven Wirbeldrossel, Normblende



a) Wirbeldrossel DN 200, Typ SU 6S

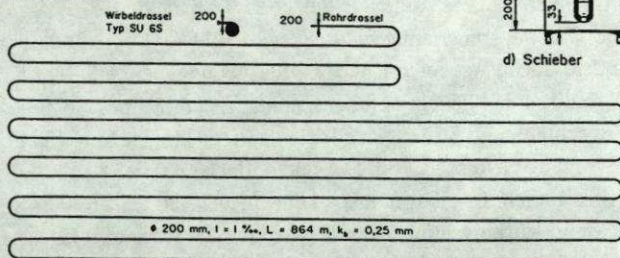


b) Normdüse  
DIN 1952



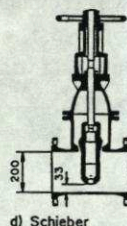
c) Normblende  
DIN 1952

e) Rohrdrossel



Die gezeigten fünf Drosselgeräte erzeugen bei  $h = 2,3$  m Druckabfall vom Eingang zum Ausgang einen Durchfluß von  $Q = 25$  l/s.

Die Rohrdrossel ist aus Platzgründen als Mäander gezeichnet.



d) Schieber

Bild 5: Vergleich verschiedener Drosseln mit der Wirbeldrossel



entsteht ein Gegendruck, der den Zufluß begrenzt. Die Wirbeldrossel ist ein nahezu idealer Beschleunigungswiderstand, d.h. die zulaufseitige Druckhöhe wird fast vollständig in Strömungsgeschwindigkeit umgesetzt. Aus der Ausgangsöffnung schießt drucklos ein dünner Hohlstrahl hinaus. Die Wirbeldrossel wurde an der Universität Stuttgart erfunden. Die hydromechanischen Vorgänge sind ausführlich bei BROMBACH, HORLACHER und FÖRSTER (1989) dargestellt. Übrigens ist es bis heute nicht gelungen, mit mathematischen Strömungsmodellen realistische Ergebnisse zu bekommen.

Bild 4 zeigt die Abflußkurve einer Wirbeldrossel. Im Vergleich mit einer Drosselblende fällt das sogenannte „superquadratische“ Abflußverhalten auf. Die Kennlinie ist steiler als bei einer Torricellischen Drossel, wo der Abfluß mit der Quadratwurzel des Druckes anwächst. Wirbeldrosseln sind sehr starke Fließwiderstände, siehe Vergleich auf Bild 5. Um den gleichen Abfluß von 25 l/s bei der gleichen Nennweite DN 200 zu erzeugen, müßte die klassische Drosselstrecke der Kanalisations-technik 864 m lang sein. Die Wirbeldrossel hat nur einen Meter Durchmesser.

### 3.2 Wirbelventil

Das Wirbelventil ist eine Weiterentwicklung der Wirbeldrossel. Die Wirbelkammer ist schräg aufgestellt. Das Unterteil ist ein Konus, dessen untere Mantellinie waagrecht liegt, siehe Bild 6. So kann bei kleinem Durchfluß der Abwasserstrom fast ohne Druckverlust im sanften Bogen durch das Ventil laufen. Dieser Betriebszustand wird als „Offenstellung“ bezeichnet. Steigt nun der Vordruck an, weil sich das RÜB zu füllen beginnt, so hebt sich auch der Wasserspiegel in der Wirbelkammer. Der Wasserkörper wird mit zunehmender Füllhöhe immer rotationssymmetrischer, und kurz vor Vollfüllung beginnt das Wasser plötzlich wie bei einer Wirbeldrossel zu drehen. Der Fließwiderstand ist nun sehr groß, das Ventil ist in „Drosselstellung“. Wegen des veränderlichen Fließwiderstandes trägt das Gerät auch den Namen „Ventil“. Die Änderung des Fließwiderstandes ist um so drastischer, je steiler die Wirbelkammer aufgestellt ist, siehe Bild 7. Die Abflußkurven sind s-förmig. Der untere flache Ast entspricht der Offenstellung, der steile der Drosselstellung. Das Ventil schaltet beliebig oft hin und her. Es gibt keine beweglichen Teile, keinen Verschleiß, und Strömungseffekte altern nicht. Der freie Fließquerschnitt ist wie bei Wirbeldrosseln sehr groß. Der untere flache Ast der Abflußkurve ist bei RÜB sehr willkommen. Es gibt praktisch keinen Rückstau bei Trockenwetterabfluß. Viele tausend Wirbelventile sind erfolgreich und weltweit im Einsatz. Ein typischer Abfluß für Wirbelventile bei 2 m Druck und einem freien Kugeldurchgang von 200 mm ist 25 l/s.



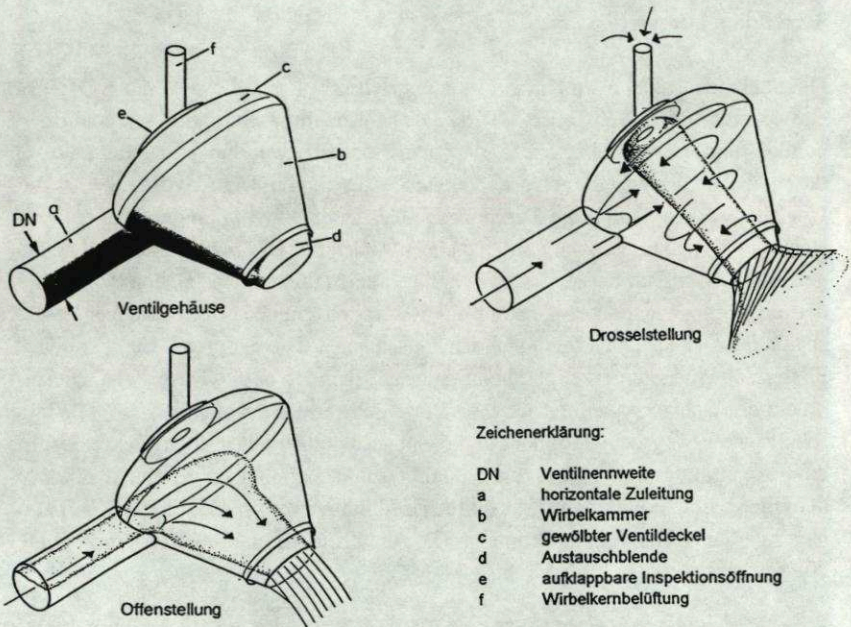


Bild 6: Aufbau und Funktion eines Wirbelventils

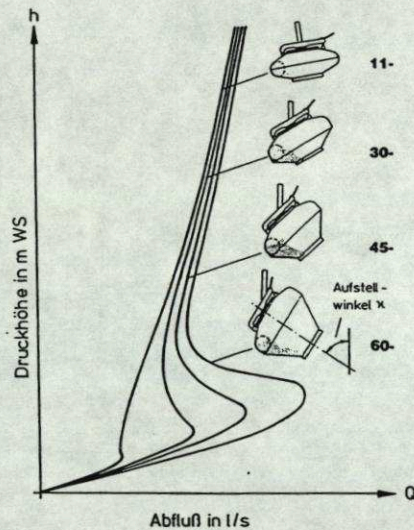


Bild 7: Typische Abflußkurven von Wirbelventilen



### 3.3 Schlauchdrossel

Die Schlauchdrossel ist in Kooperation mit Herrn Prof. Vischer von der ETH Zürich entwickelt worden, VISCHER (1979). Die Schlauchdrossel arbeitet mit dem Bernoulli-Effekt, siehe Bild 8, oben. Bläst man zwischen zwei dünnen Blättern hindurch, ziehen diese sich überraschenderweise zusammen. Dem Hydrauliker ist die Ursache bekannt. Durch die Strömungsbeschleunigung zwischen den Blättern entsteht eine Druckdifferenz zur stillstehenden Außenluft. Die Schlauchdrossel nutzt genau diesen Effekt, hat aber statt der Blätter einen dünnen elastischen Schlauch, der mit Vorspannung über ein Rohr mit zwei sattelförmigen Ausnehmungen gespannt ist. Der Schlauch beult sich leicht nach innen. Die dadurch hervorgerufene Fließgeschwindigkeit erzeugt einen Sog gemäß dem Bernoulli-Term  $v^2/2g$ . Dieser drückt den Schlauch weiter nach innen. Dadurch verkleinert sich der freie Fließquerschnitt, die Fließgeschwindigkeit und damit auch der Sog werden größer, etc. Wird die Elastizität des Schlauches und die Form der Ausnehmungen geschickt aufeinander abgestimmt, erhält man fast senkrechte Abflußkurven, siehe Bild 9. Scharfparameter ist die Größe der Ausnehmung. Die Abflußspanne einer Schlauchdrossel DN 200 reicht von 10 bis 30 l/s bei bis zu 4 m Druck.

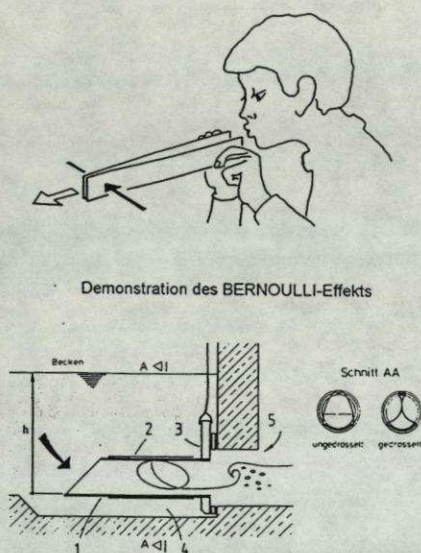


Bild 8: Funktion der Schlauchdrossel

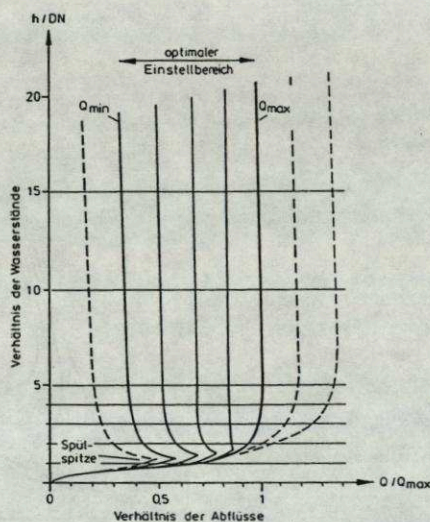


Bild 9: Abflußkurven der Schlauchdrossel



#### 4. Wasserstandsbegrenzer

Regenbecken aller Art haben ein auf die entwässerte Fläche bezogen relativ kleines Volumen. Bei Regenüberlaufbecken sind spezifische Volumina von  $25 \text{ m}^3/\text{ha}$  typisch. Sie können also nur  $2,5 \text{ mm}$  Niederschlag fassen. Das überschüssige Wasser muß und soll auch überlaufen. Die Beckenüberläufe (BÜ) werden in der Regel als feste Streichwehre ausgebildet.

In flachen Kanalnetzen ist oft die zulässige Rückstauenebene wegen der Gefahr des Kellereinstaus niedrig. Soll deshalb der zusätzliche Rückstau der Überlaufschwellen möglichst klein bleiben, müssen die festen Wehre sehr lang werden. Beckenüberläufe mit einer Schwellenlänge von  $10 \text{ m}$  sind keine Seltenheit. Die Flucht in die Länge ist nicht nur teuer, sondern wegen der POLENI-Formel auch nicht besonders wirksam. Um bei gegebener Überlaufmenge die Überfallhöhe zu halbieren, muß die Schwellenlänge fast verdreifacht werden.

##### **4.1 Luftregulierte Heber**

Die bekannten klassischen Heber sind für die Wasserspiegelbegrenzung an RÜB nicht brauchbar, weil sie eine starke Hysterese in der Abflußkurve haben. Sie würden, nachdem sie angesprungen sind, den Wasserspiegel tiefer als den Startwasserspiegel absaugen und damit unnötig viel Abwasser in das Gewässer entlasten.

Luftregulierte Heber dagegen haben eine Abflußkurve praktisch ohne Hysterese. Das wird dadurch erreicht, daß in das Oberwasser ein Schnorchel ragt, der genau auf die Höhe  $h_1$  eingestellt ist, siehe Bild 10. Solange der Oberwasserstand unter der Marke liegt, saugt der Heber Luft an und kann nicht anspringen. Je höher das Oberwassersteigt, um so mehr wird der Luftzutritt behindert. Im Ablaufast des Hebers baut sich Unterdruck auf und der Heber beginnt zu saugen. Die Regulierung der Belüftung benötigt kein bewegtes Teil.

Ein Leistungsbeispiel: Bei einem Überstau von  $110 \text{ mm}$  ( $0,55 D$ ) hat ein  $1 \text{ m}$  breiter Heber der Nennweite  $D = 200 \text{ mm}$  einen Vollastabfluß  $Q_a$  von  $734 \text{ l/s}$ , siehe Bild 11. Ein festes Wehr benötigt würde dafür  $8,2 \text{ m}$  Schwellenlänge (Wehersatzfaktor). Natürlich kann der Heber nur seine volle Leistungsfähigkeit erreichen, wenn auf der Rückseite der Schwelle genügend Saughöhe vorhanden ist. Die Entwicklung und Erprobung derartiger Heber war sehr aufwendig, MARKLAND und BROMBACH (1987).



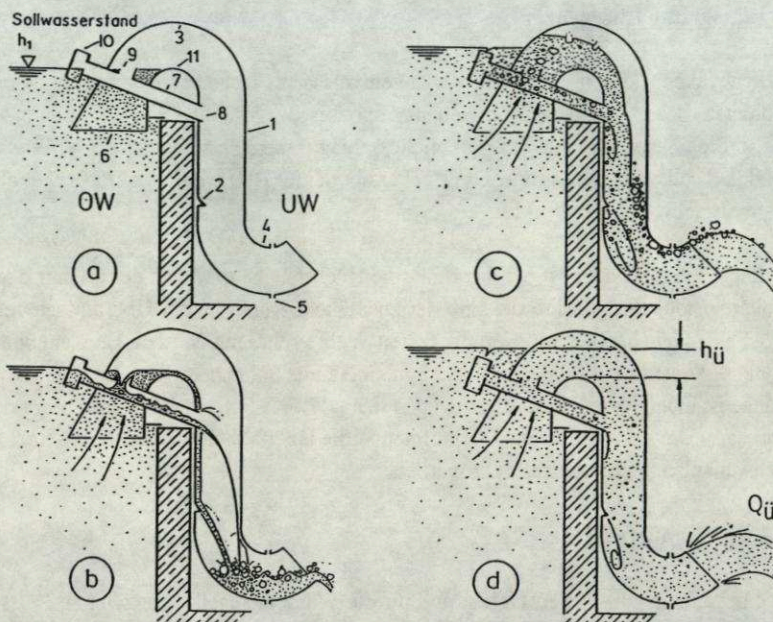


Bild 10: Funktion des luftregulierten Hebers

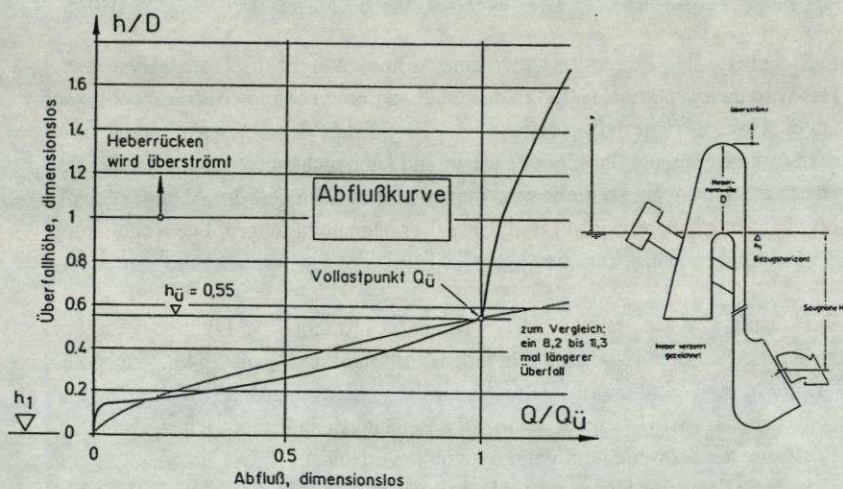


Bild 11: Abflußkurve des luftregulierten Hebers



## 4.2 Biegeklappe

Steht keine oder nur wenig Saughöhe zur Verfügung, scheiden Heber aus. Eine Verkleinerung der Überfallhöhe ist dann nur noch mit beweglichen Wehrklappen möglich. Aber hier ist einige Vorsicht geboten. Wehre, die so gesteuert sind, daß die zusätzliche Überfallhöhe sehr klein oder gar zu Null wird, sind problematisch. Diese Wehre müßten sehr heftig auf kleinste Wasserstandsänderungen reagieren. Das können sie nicht ohne zusätzliche Hilfsenergie. Selbst wenn sie es täten, wäre das unerwünscht, denn sie würden die natürliche Dämpfung der Rückhaltung aufheben. Soll z.B. der Wasserstand konstant gehalten werden, muß der Überlauf immer genau so groß wie der Zulauf sein. Der Vorfluter erhält also den vollen Abflußstoß aus der Kanalisation. Das führt zu unnötigem hydraulischen Streß im Gewässer.

Bild 12 zeigt eine interessante Neuentwicklung, die Biegeklappe, die die o.g. Forderungen erfüllt. Es handelt sich um ein dünnes Blech aus hochvergütetem Edelstahl, das an eine feste Schwelle gedübelt wird. Unter dem Wasserdruck biegt sich dieses Blech um und gibt eine größere Überströmhöhe frei. Läßt der Druck nach, richtet sich das Biegeblech wieder auf. Hinter dem scheinbar einfachen Aufbau des Gerätes steht ein sehr komplizierter Zusammenhang zwischen angreifenden hydraulischen Kräften und passiven Rückstellkräften des Biegebleches. Typisch sind spezifische Überfallmengen von 50 bis 1.000 l/s\*m bei Überstauhöhen von 3 bis 13 cm. Die Abflußkurve der Biegeklappe zeigt Bild 13. Im unteren Arbeitsbereich gibt es eine kleine Hysterese  $\Delta h_{hy}$ , die aber nicht schädlich ist. Zum Vergleich ist die Abflußkurve einer festen Schwelle mit eingezeichnet.

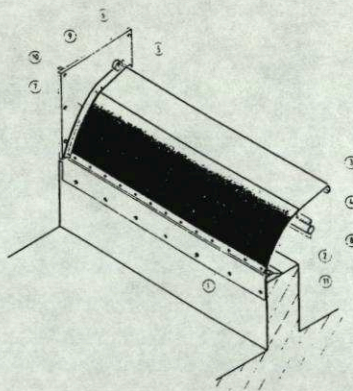


Bild 12: Biegeklappe aus dünnem Federstahl



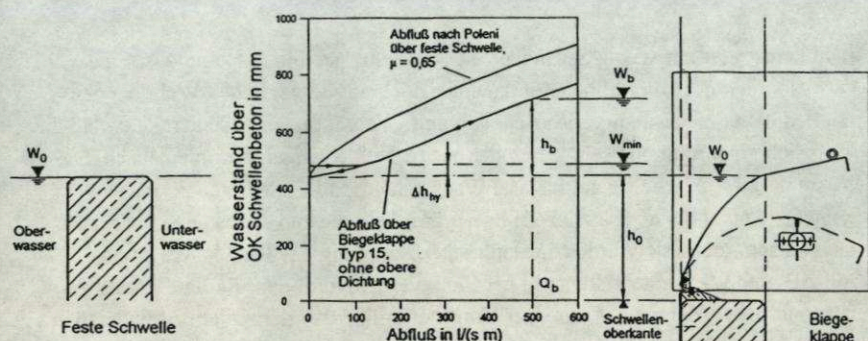


Bild 13: Abflußkurve einer Biegeklappe im Vergleich mit einer festen Schwelle

## 5. Reinigung von Regenüberlaufbecken mit Spülkippen

Es ist heute eine akzeptierte Meinung, daß stark verschmutzte Regenbecken ein gutes Zeichen für deren Wirksamkeit sind. Dieser Schmutz ist mit Sicherheit vom Vorfluter zurückgehalten worden, muß aber nach Regenende sofort aus dem Becken entfernt werden, damit er nicht zu faulen beginnt und beim nächsten Regen zum Gefahrenpotential wird.

Man kann natürlich die Regenbecken von Hand mit Schneeschiebern, Besen und Wasserschläuchen sauber halten. Aber diese immer wiederkehrende Arbeit ist nicht beliebt, eklig, mühsam und nicht ganz ungefährlich und unterbleibt deshalb oft ganz. Mechanische Räumern, wie man sie von der Kläranlage kennt, haben sich bei RÜB nicht bewährt.

In der Praxis haben sich eigentlich nur zwei Beckenreinigungsverfahren durchgesetzt. Das Fortspülen der Ablagerungen nach der Beckenleerung durch Spülkippen oder Schwallspüler und das Vermeiden des Absetzens durch Rühren während der Beckenfüllung. Hier soll von Spülkippen berichtet werden.

Spülkippen schütten plötzlich aus einigen Metern Höhe Wassermengen von 300 bis 2.000 l pro m Beckenbreite aus. Der schnelle, kurze und heftige Schwall erzeugt Schleppspannungen von über 100 N/m<sup>2</sup>. Mit Spülkippen lassen sich natürlich nur leere Becken reinigen.



Für den erfolgreichen Einsatz von Spülkippen sollten die Spülbahnen rechteckig und parallel sein. Es wird Abwurfhöhe benötigt, die Spülbahn soll Gefälle haben, am Ende der Spülbahn fängt ein Spülsumpf den Schwall auf, siehe Bild 14.

In unserem Labor wurden ausführliche Versuche zur Dimensionierung von Spülkippen durchgeführt, aus denen das Diagramm auf Bild 15 abgeleitet wurde. Man erkennt aus den nach oben abbiegenden Kurven, daß mit Spülkippen nicht beliebig weit gespült werden kann. Spülfeldlängen von etwa 80 m stellen wohl die vernünftige Obergrenze dar.

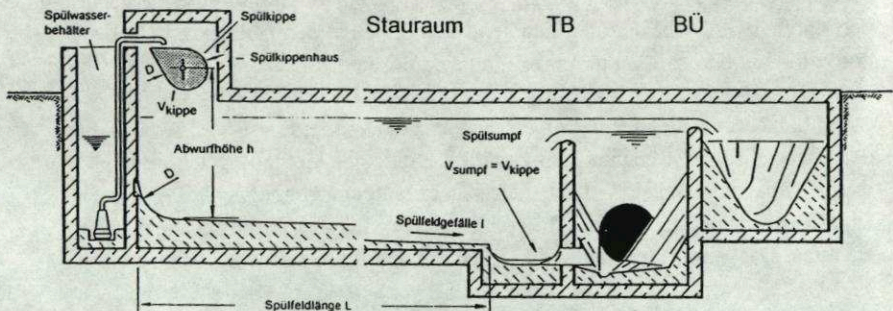


Bild 14: Die Anordnung von Spülkippen zur Beckenreinigung

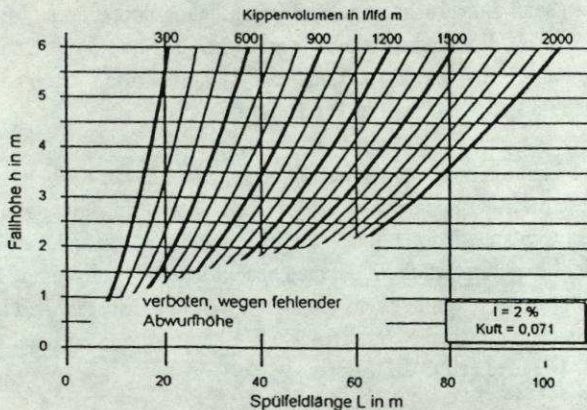


Bild 15: Bemessungsdiagramm für Spülkippen



## 6. Regenwasserbehandlung mit Wirbelabscheidern

Bislang wurden Geräte gezeigt, die Strömungseffekte nutzen, um ein bestimmtes hydraulisches Verhalten zu erzeugen. Zum Schluß soll nun noch ein Beispiel für die Nutzung eines Strömungseffekts zur Stofftrennung in der Regenwasserbehandlung vorgeführt werden: der Wirbelabscheider.

Der Wirbelabscheider besteht aus einer großen Wirbelkammer mit einigen Meter Durchmesser, mit tangentialem Zulauf und axialem Ablauf, ganz ähnlich wie die Wirbeldrossel. Im Deckel sind aber ein Leitapparat, eine Tauchwand und ein Ringschlitz integriert, siehe Bilder 16 und 17. Der Trockenwetterabfluß fließt ungehindert durch den Abscheider über den geneigten Boden in den Ablaufkonus und von dort zur Abflußdrossel, im gezeigten Fall eine Wirbeldrossel.

Steigt bei Regenwetter der Zufluß an, begrenzt die Wirbeldrossel den Ausfluß, und der Wirbelabscheider beginnt sich zu füllen. Zahlreiche kleine Regenereignisse werden so allein durch das Abscheidervolumen aufgefangen, ohne daß Abwasser zum Gewässer überfließt. Bei stärkeren Regen beginnt der Wirbelabscheider überzulaufen. Das Wasser tritt durch den Ringspalt und fließt auf dem Deckel ab.

Durch den tangentialen Zulauf wird das gesamte Wasservolumen im Abscheider in eine kräftige Drehbewegung versetzt. Es herrschen nahezu ideale Bedingungen für eine Potentialströmung in Form einer Wirbelsenke. Das ist eine äußerst turbulenzarme Strömung mit ausgeprägter Sekundärströmung. Schmutzteilchen sinken nach unten und werden sanft zum Ausgang geschwemmt. Man nennt diesen Vorgang auch „Teetasseneffekt“. Wenn man in einer Tasse mit Teeblättern rührt, sammeln sich diese schnell am Boden in der Tassenmitte. Schwimmstoffe steigen nach oben und sammeln sich im Luftpolster unter dem Deckel.

Wie groß der Rückhaltewirkungsgrad von Schmutzstoffen durch Wirbelabscheider ist, ist eine sehr schwierig zu beantwortende Frage. Nach jahrelangen Arbeiten im Labor und Messungen an existierenden Wirbelabscheidern schält sich heraus, daß Wirbelabscheider bei guten Randbedingungen beachtliche Wirkungsgrade haben. Werden sie an Stelle eines Fangbeckens eingesetzt, erreichen sie mit dem halben Nutzvolumen etwa den gleichen Schmutzrückhalt. Literatur über Wirbelabscheider ist bei BROMBACH et al (1993) zu finden.



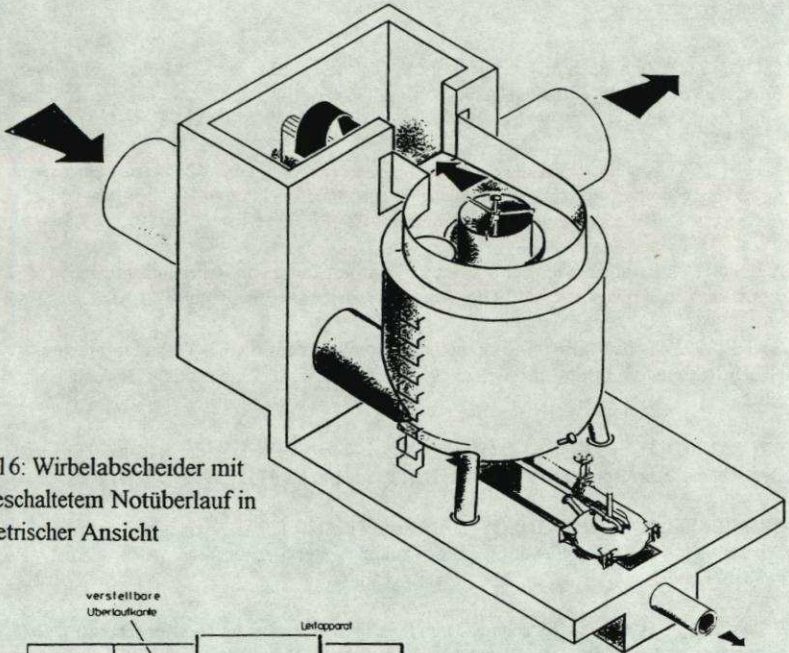


Bild 16: Wirbelabscheider mit vorgeschaltetem Notüberlauf in isometrischer Ansicht

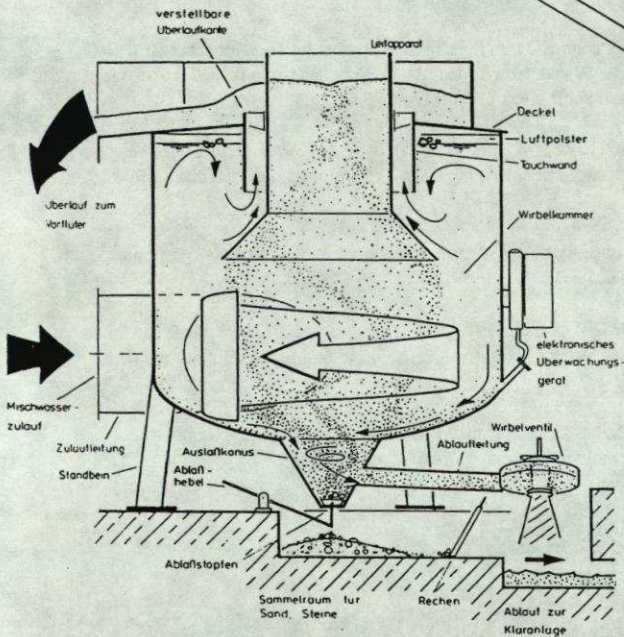


Bild 17: Vorgänge im Wirbelabscheider, idealisiert



## Literaturverzeichnis:

A 110 (1988): Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen. Arbeitsblatt A 110 der Abwassertechnischen Vereinigung, St. Augustin, 1988.

A 111 (1994): Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Regenwasser-Entlastungsanlagen in Abwasserkanälen und -leitungen. Arbeitsblatt A 111 der Abwassertechnischen Vereinigung, St. Augustin, 1994.

A 128 (1992): Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungen in Mischwasserkanälen. Arbeitsblatt A 128 der Abwassertechnischen Vereinigung, St. Augustin, 1992.

BMFT (1992): Schadstoffe im Regenabfluß, Präsentation des BMFT-Verbundprojektes NIEDERSCHLAG. Institut für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, Heft 64, 1992.

BROMBACH, H. und KUHN, B (1992): Häufigkeit und Verteilung der Kanalisationsverfahren in Deutschland. Korrespondenz Abwasser, Heft 8, S. 1106 bis 1112, 1992.

BROMBACH, XANTHOPOULOS, HAHN und PISANO (1993): Experience with Vortex Separators for Combined Sewer Overflow Control. Water Science Tech. IAWQ, Vol 27, No. 5-6, p. 93-104, 1993.

BROMBACH, H. (1995): Maschinelle und Elektrische Ausrüstung von Regenbecken. Schriftenreihe des Instituts für Wasserversorgung, Abwasserbeseitigung und Raumplanung an der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 82, S. 137 - 170, 1995.

BROMBACH, H., HORLACHER, H.-B. und FÖRSTER, R. (1989): Energieabbau mit Wirbeldrosseln in einer Waschwasserrohrleitung eines Kalksteinbruches. 3R international, Heft 5, S. 330 - 336, 1989.

KRAUTH, KH. (1995): Kommunale Abwasserbehandlung in der Zukunft. Korrespondenz Abwasser, Heft 8, S. 1256 -1258, 1995.

MARKLAND, E. und BROMBACH, H. (1987): An Air-regulated Saddle Siphon for Storm Water Overflow. Proceedings of the IV.Int. Conference on Urban Storm Drainage, vol. II, p. 134-139, Lausanne, 1987.

VISCHER, D. (1979): Die selbsttätige Schlauchdrossel zur Gewährleistung konstanter Beckenausflüsse. Wasserwirtschaft, Heft 12, S. 1- 5, 1979.

Anschrift des Verfassers:

apl. Prof.Dr.-Ing.habil. Hansjörg Brombach

UFT Umwelt- und Fluid-Technik GmbH

Steinstr. 7

D-97980 Bad Mergentheim

Tel.: (07931) 97 10-0

Fax: (07931) 97 10-40

DRESD95.DOC



# **Neuere Forschungsergebnisse zur Verschmutzung des Regen- und Mischwasserabflusses - BMBF - Verbundprojekt „NIEDERSCHLAG“**

Dr.-Ing. Constantin Xanthopoulos und Prof. Hermann H. Hahn, Ph.D.

Institut für Siedlungswasserwirtschaft, Universität Karlsruhe

## **1. Einleitung**

Die Entwicklung in der stadthydrologischen Forschung wird durch die Intensivierung der Betrachtung der aus dem Stadtgebiet emittierten anthropogenen Schadstoffe geprägt. Das BMBF - Verbundprojekt „Niederschlagsbedingte Schmutzbelastung der Gewässer aus städtischen befestigten Flächen“ (kurz: *NIEDERSCHLAG*) hat sich zum Ziel gesetzt, eine Massenbilanzierung der anthropogenen Stoffströme in Stadtgebieten zu erstellen. Mit Hilfe der Massenbilanz, die getrennt für einzelne Stoffgruppen (z.B. Schwebstoffe, organische abbaubare Stoffe, Schwermetalle oder organische Mikroschadstoffe) durchgeführt werden müssen, sollen die Belastungsmomente der verschiedenen Schadstoffquellen erkannt und vergleichend bewertet werden können. Die vergleichende Betrachtung soll weiterhin Vorteile und Nachteile der verschiedenen Entwässerungssysteme (Mischkanalisation, Trennkanalisation, „qualifizierte“ Trennsysteme) und Stellen für den effektiven Einsatz der Regenwasserbehandlung aufzeigen.

In der ersten Phase des Verbundprojektes „*NIEDERSCHLAG*“ (1988 - 1993) wurden relevante Teilprozesse an geeigneten, räumlich getrennten Teilsystemen der Stadtentwässerung untersucht. In acht Teilprojekten wurden der gesamte Weg des Regenabflusses von der Entwässerungsfläche bis zum Gewässer verfolgt. Die Ergebnisse der ersten Phase sind in einer Vortragsveranstaltung (Hahn und



Xanthopoulos, 1992) und in Fachveröffentlichungen (z.B. Xanthopoulos und Hahn, 1992) der Fachwelt vorgestellt worden.

In diesem Beitrag sollen die bisherigen Ergebnisse der zweiten Phase (1992 - 1996) des Verbundprojektes präsentiert werden. Im Rahmen dieser Bearbeitungsphase sollen die relevanten Transportprozesse in definierten Einzugsgebieten zusammenhängend untersucht werden. Die Teilprojekte der zweiten Phase des Verbundprojektes, ihre Arbeitsziele und die beteiligten Institutionen sind in Tabelle 1 aufgelistet. Um ein breites Spektrum an Belastungssituationen zu erfassen, werden parallel zwei Untersuchungsgebiete (Ost und West) betrachtet.

**Tabelle 1:** Teilprojekte der zweiten Phase des Verbundprojektes NIEDERSCHLAG und beteiligte Stellen.

Teilprojekt	Ausführende Stellen
<b>Projektgruppe Karlsruhe</b>	
Oberflächenabtrag	Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Inst. f. Photogrammetrie u. Fernerkundung Universität Karlsruhe Lehrstuhl für Hydrologie, Universität Bayreuth
Kanalnetz	Institut für Siedlungswasserwirtschaft, Universität Kaiserslautern
Regenbecken	Umwelt- und Fluidtechnik GmbH Bad Mergentheim
Kläranlage	Institut für Siedlungswasserbau, Universität Stuttgart
Bilanzierung	Institut für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe
<b>Projektgruppe Dresden</b>	
Analyse der Schad- stoffbelastung	Lehrstuhl für Hydrologie, Universität Bayreuth Inst. f. Siedlungswasserwirtschaft, T.U. Dresden
Gesamtemissions- betrachtung	Inst. f. Siedlungswasserwirtschaft, T.U. Dresden Inst. f. Siedlungswasserwirtschaft, Univ. Hannover



Die Projektgruppe *Karlsruhe* beschäftigt sich mit der Bilanzierung der Stoffströme im Einzugsgebiet der Stadt Karlsruhe. Der Schwerpunkt der Arbeiten liegt in der Weiterentwicklung, der Kalibrierung und der Anwendung eines deterministischen Schmutzfrachtmodells, das die Nachbildung des Transportes anthropogener Schadstoffe erlaubt (Teilprojekt „Kanalnetz“).

Einen wesentlichen Bestandteil der Arbeiten stellt die räumliche Übertragung und Regionalisierung der punktuell gemessenen Daten dar. Diese Problematik ist bei der Eingabe der flächenhaften Daten zur Beschreibung der Beschaffenheit der Entwässerungsfläche (Versiegelungsgrad, Bebauung, Anteil von Verkehrsflächen) und der daraus zu erwartenden Stoffemissionen (Landnutzung, Kartierung der industriellen Einleiter und Großemittenten). Diesen Fragen, die vor allem die Dateneingabe in das Schmutzfrachtmodell betreffen, wird im Teilprojekt „Oberflächenabtrag“ nachgegangen.

Die Frage nach der Effektivität von Regenüberlaufbecken - und insbesondere von Durchlaufbecken - wird im Teilprojekt „Regenbecken“ behandelt. Hier werden parallel zwei Arbeitsrichtungen verfolgt: Einerseits werden gezielte Messungen an Durchlaufbecken im Untersuchungsgebiet durchgeführt, um Kalibrierungsdaten für das Schmutzfrachtmodell und Aussagen über die Wirksamkeit der untersuchten Bauwerke zu gewinnen. Andererseits werden gemessene Zeitreihen der Wasserstände in Regenbecken, die an vielen unterschiedlichen Meßstellen in einem anderen Zusammenhang durchgeführt worden sind, vergleichend ausgewertet, um beurteilen zu können, ob die Entlastungstätigkeit des Kanalisationsnetzes von Karlsruhe in der Größenordnung der andersweitig festgestellten Entlastungen liegt.

Das Teilprojekt „Kläranlage“ beschäftigt sich mit den Austrag feinpartikulärer Stoffe und dem damit verbundenen Schadstoffaustrag aus



---

der Kläranlage bei Regen. Diese Aufgabenstellung ergänzt die Untersuchungen zur Beeinträchtigung der Kläranlagenleistung durch den Mischwasserabfluß aus der ersten Phase (Schwentner und Krauth, 1992) und die Arbeiten zur Auswirkung des Mischwasserabflusses auf die weitergehende Abwasserreinigung (Teilprojekt „Kläranlage“ der Projektgruppe Dresden).

Im Rahmen des Teilprojektes „Bilanzierung“ werden die Ergebnisse der aufgeführten Teilprojekte zusammengeführt mit dem Ziel die Schadstoffemissionen aus dem Stadtgebiet zu berechnen. Gleichzeitig werden Messungen an zwei Stellen (vor und nach dem Stadtgebiet) im Fließgewässer, das durch Regenauslässe und Mischwasserentlastungen aus dem Stadtgebiet erhält, durchgeführt. Die berechneten Emissionen aus dem städtischen Entwässerungssystem werden mit der Differenz der Stofffrachten zwischen den zwei Meßstellen verglichen. Hiermit nehmen die Messungen die Stellung einer Kontrollgröße für die angestrebte Bilanzierung ein.

Ein wesentlicher Vorteil des Untersuchungsgebietes Karlsruhe ist die gute Verfügbarkeit von städteplanerischen und wasserwirtschaftlichen Daten zum Untersuchungsgebiet, die eine gute Grundlage für die angestrebte Stoffbilanzierung bilden. Im Gegensatz dazu beschäftigt sich die Projektgruppe Dresden mit der Gesamtemissionsbetrachtung, d.h. die gleichzeitige Betrachtung der Kanalnetzentlastungen und des Kläranlagenablaufs, in einem Einzugsgebiet mit unzureichender Datenbasis. Einen Schwerpunkt der Arbeiten stellt die Analyse der auf der Entwässerungsfläche anfallenden Verschmutzung dar, um feststellen zu können, ob die in der ersten Phase ermittelten Daten für die Beschreibung der Schadstoffbelastung in diesem Einzugsgebiet herangezogen werden können. Die Bilanzierung soll mit Hilfe von Schmutzfrachtmodellen durch Übertragung und Verifikation von andersweitig gewonnenen Erkenntnissen erfolgen. Anschließend soll das



Ergebnis der Zusammenwirkung des Kanalisationsnetzes und der Kläranlage für verschiedene Ausbaustufen aufgezeigt werden. Das Teilprojekt „Kläranlage“ beschäftigt sich mit dem Einfluß des Mischwasserabflusses auf die weitergehende Abwasserreinigung und schafft damit die Voraussetzungen für die Vorhersage der Leistung von zukünftigen Ausbaustufen.

In den folgenden Abschnitten werden die bisherigen Ergebnisse der einzelnen Teilprojekte diskutiert.

## **2. Stoffabtrag von der Oberfläche**

Tabelle 2 zeigt eine Klassifizierung der in einem Stadtgebiet auftretenden Regenabflüsse auf der Grundlage ihrer Belastung. Die aufgeführten Konzentrationen und Konzentrationsbereiche typischer Wasserinhaltsstoffe stellen Mittelwerte verschiedener Meßprogramme dar und unterliegen naturgemäß starken räumlichen und zeitlichen Schwankungen. Als wenig belastet sind Abflüsse aus Dächern oder Hofflächen zu bezeichnen. Diese Abflüsse werden charakterisiert durch niedrige Werte für die elektrische Leitfähigkeit und die organischen Inhaltsstoffe, leicht erhöhte Schwebstoffkonzentrationen (beschrieben als Abfiltrierbare Stoffe AFS) und niedrige aber i.d.R. nachweisbare Konzentrationen anthropogener Schadstoffe (z.B. Blei oder PAK). Die Weiterverwendung oder die unmittelbare Rückführung dieser Abflüsse in den natürlichen Wasserkreislauf ist sinnvoll, mit dem Ziel die insgesamt aus dem Stadtgebiet abfließenden Wassermengen zu reduzieren. Abflüsse aus Straßen, stark frequentierten Parkflächen und Autobahnen weisen eine deutlich erhöhte Belastung an Schwebstoffen und an anthropogenen Schadstoffen auf. Aus diesem Grund müssen diese Abflüsse einer Behandlung zugeführt werden, deren Hauptziel in der Rückhaltung der partikulären Fraktion liegt. Da die Rückhaltung der



feinpartikulären Fraktion im Vordergrund steht, kann in Belastungsschwerpunkten die Unterstützung der Phasenseparation (in der Regel als Sedimentation und in Sonderfällen als Flotation, Lamellenseparation, Filtration o.a. ausgebildet) mit Chemikalien sinnvoll sein. Mischwasserabflüsse weisen ein komplexes Belastungsbild mit erhöhten Konzentrationen an Schwebstoffen, an biologisch abbaubaren und an toxischen akkumulierenden Stoffen auf. Den Kern der Behandlung stellt in diesem Fall die zentrale mechanisch/biologische Kläranlage dar. Entlastungsabflüsse müssen dezentral behandelt werden.

**Tabelle 2:** Klassifizierung der Regenabflüsse auf der Grundlage ihrer Belastung und Hinweise zur Behandlung von unterschiedlich belasteten Abflußanteilen.

Abfluß	Herkunft	Inhaltsstoffe	Behandlungskonzept	mögliche Maßnahmen
wenig belastet	Dach- und Hofflächen	el. Leitf. = 90 µs/cm AFS = 60 mg/l CSB = 22 mg/l Pb = 0,1 mg/l Σ PAK = 0,5 µg/l	Reduzierung der Wassermengen	Regenwassernutzung, Versickerung
belastet	Straßen, Parkflächen, Autobahnen	el. Leitf. = 110 µs/cm AFS = 564 mg/l CSB = 80 mg/l Pb = 0,5 mg/l Σ PAK = 3,1 µg/l MKW = 6 - 8 mg/l	Rückhaltung der partikulären Fraktion	Phasenseparation (z.B. Sedimentation) mit oder ohne Chemikalien
stark belastet	Mischwasser	AFS = 300 mg/l CSB = 250 mg/l NH <sub>4</sub> = 4 - 8 mg/l Pb = 0,8 mg/l Σ PAK = 10 µg/l MKW = 6 - 8 mg/l	Reduktion aller Inhaltsstoffe	Behandlung in der zentralen Kläranlage, dezentral Phasenseparation mit oder ohne Chemikalien

Die aufgeführten Ergebnisse unterstreichen die Notwendigkeit der genauen und detaillierten Beschreibung der Entwässerungsfläche für die Abschätzung der in das Kanalsystem eingetragenen Schadstofffrachten. Hierzu wurden im Rahmen des Verbundprojektes zwei Methoden eingesetzt (Sties und Trauth, 1995):

- Die Multispektralklassifizierung basierend auf ortho-mechanische Zeilenabtasterdaten und Farbinfrarotbildern.



- Die digitale Erfassung und Auswertung topographischer Karten mittels Geographischer Informationssysteme.

Für die Erprobung der zwei Verfahren wurden zwei Testgebiete innerhalb des Stadtgebietes von Karlsruhe mit einer Gesamtfläche von jeweils ca. 4 km<sup>2</sup> festgelegt. Das erste Gebiet, Grünwinkel, ist ein flaches Areal und beinhaltet Grünflächen, kleinstädtische Bebauung, Schnellstraßen, Industriebetriebe und Sportanlagen. Der zweite Ortsbereich, Grünwettersbach, weist eine komplexe kleinstädtische Bebauung und im Gegensatz zum ersten Testgebiet große Höhenunterschiede auf.

Um die geforderte Lagegenauigkeit von ca. 1,5 m zu erreichen, ist bei der Anwendung des ersten Verfahrens die Durchführung einer Panoramakorrektur basierend auf der parametrischen Entzerrung der ortho-mechanischen Zeilenabtasterdaten und der Messung einer großen Anzahl von Paßpunkten erforderlich. Mit Hilfe von Rechnerprogrammen wird anschließend eine überwachte Klassifizierung, basierend auf der Methode der größten Wahrscheinlichkeit, durchgeführt.

Die Auswertung nach der zweiten Methode basiert auf der digitalen Aufnahme sämtlicher Informationen aus der Deutschen Grundkarte im Maßstab 1:5000. Im Anschluß an die Digitalisierung erfolgte eine Topologisierung der digitalen Daten. Die Erkenntnisse zu den jeweiligen Flächenanteilen beziehen sich in ihrer Aktualität auf den Stand der letzten Herausgabe und dem Fortführungsstand des Kartenwerkes des zuständigen Landesvermessungsamtes.

Die Ergebnisse der zwei Methoden werden für das Testgebiet „Grünwinkel“ in Tabelle 3 verglichen. Die Ergebnisse der zwei Methoden sind vergleichbar. Mit Hilfe der automatisierten überwachten Klassifizierung ist die Einteilung in vielen Klassen möglich, die hinsichtlich des Abfluß- bzw. Stoffabtragsverhaltens relevant sind und in die weiteren Berechnungen Eingang finden können. Der große Vorteil dieser Methode



wird in den begrenzten Auswertungsaufwand und der hohen Aktualität der Daten, sobald Aufnahmen in ausreichender Rasterung von Satelliten verfügbar sein werden.

**Tabelle 3:** Vergleich der Ergebnisse der Oberflächenklassifizierung basierend (a) auf ortho-mechanische Zeilenabtasterdaten und Farbinfrarotbildern und (b) der digitalen Erfassung und Auswertung topographischer Karten mittels Geographischer Informationssysteme (Die Flächenanteile sind nicht für das gesamte Stadtgebiet repräsentativ).

Flächennutzung	Flächenanteil in % erhoben anhand von	
	(a) Flugzeuggetragener Sensor	(b) topographische Karte 1:5000
<b>Dachflächen</b>		
Wohnhäuser	9,7	16
Glasdächer	0,2	
Industriegebiete	5,5	
<b>Verkehrsflächen</b>		
Straßen, Parkflächen	21,9	23
Wege	0,3	
Straßenbahn, Bundesbahn	0,8	
<b>unbefestigte, vorwiegend unbefestigte Flächen</b>		
Tennisplätze	0,2	61
Sportplätze	0,3	
Wasserflächen	0,1	
Erosionsflächen	0,5	
Nadelbäume	2,9	
Laubbäume, Gebüsch	22,9	
Wiesen, Rasen	17,4	
karge Vegetation,	1,1	
Brachflächen	2,8	
sonstige	13,4	



### 3. Beschreibung der Transportvorgänge im Kanalnetz

Die Entwicklungen im Bereich der Stadtentwässerung haben in den letzten Jahren auch die Anforderungen an die Schmutzfrachtmodellierung geprägt.

- Die Erkenntnis, daß bei Planungs- und Entwurfsarbeiten ein breites Spektrum an anthropogenen Schadstoffen zu berücksichtigen ist (z.B. Schwermetalle und organische Mikroschadstoffe), führt zur Forderung, die Schmutzfrachtmodelle mit Berechnungsmodulen für die entsprechenden Stoffe und Stoffgruppen zu ergänzen. Dies erfordert nicht nur die Berücksichtigung zusätzlicher Programmparameter innerhalb von vorhandenen Algorithmen, sondern oft auch die Implementierung neuer Programmodule für die Beschreibung des Verhaltens interessanter Kompartimente. Für die Beschreibung des Transportes von Schwermetallen im Kanalnetz ist beispielsweise die Betrachtung der Sichelhaut von ausschlaggebender Bedeutung.
- Es werden in zunehmendem Maße umfangreiche Datenbanken, sowohl im kommunalen Bereich (Kanalnetzdatenbank, Abwasserkataster, etc.) als auch auf Landesebene (z.B. Landesinformationssysteme, ATKIS, Umweltinformationssysteme) implementiert, die Informationen verfügbar machen, die in die Niederschlags-/Abfluß- und in die Schmutzfrachtberechnung unmittelbar Eingang finden können. Die Nutzung dieser Informationsquellen wird einerseits die Datenbasis der Schmutzfrachtsimulation besser absichern und andererseits die Nutzung komplexer Schmutzfrachtmodelle benutzerfreundlicher und kostengünstiger gestalten. Die Schaffung geeigneter Schnittstellen zwischen derartigen Datenbanken und den Berechnungsalgorithmen ist eine wesentliche Komponente in der heutigen Entwicklung der Schmutzfrachtmodellierung.



- 
- Die Entwicklungen in der Kanalisationstechnik führen zu Sonderbauwerken, die das Abflußgeschehen in komplexer Weise (z.B. Schieber, Drehbogen, Abwasserweiche, u.a.) oder auch dynamisch während des Abflußprozesses (Abflußsteuerung) beeinflussen. Die realitätsnahe Beschreibung der Wirkung dieser Bauwerke im Kanalnetz stellt eine unabdingbare Voraussetzung für die vergleichende Beurteilung von unterschiedlichen Planungskonzepten dar.

Diesen Anforderungen versucht das „Hydrodynamische Abfluß- und SchmutzfrachtSimulationssystem HAUSS“ gerecht zu werden. Das Programm, das von einer Arbeitsgemeinschaft des Insituts für Siedlungswasserwirtschaft (ISWW) der Universität Karlsruhe und dem Insitut für Siedlungswasserwirtschaft (SiWaWi) der Universität Kaiserslautern entwickelt wird, beinhaltet Berechnungsalgorithmen, die in den letzten 20 Jahren entwickelt wurden und seitdem in der Praxis erfolgreich eingesetzt werden. Diese Berechnungsalgorithmen werden mit weiteren Modellbausteinen ergänzt, die aus neueren Forschungsarbeiten resultieren und die oben aufgeführten Fragen zu beantworten versuchen.

Eine Zusammenstellung der verwendeten Modellbausteine für die Beschreibung der Stofffrachten zwischen benachbarten Volumenelementen und Zeitschritten zeigt Tabelle 4. Die Betrachtung von anorganischen und organischen Mikroschadstoffen setzt die differenzierte Betrachtung der Schwebstoffe in Einzelfraktionen und die Berücksichtigung der Sielhaut voraus. Eine erste Einteilung der Schwebstoffe in Einzelfraktionen, die noch anhand von Verifikationsrechnungen bestätigt werden muß, kann aus den verfügbaren Meßdaten entnommen werden (Tabelle 5).



**Tabelle 4:** Berechnung des Stofftransportes im Schmutzfrachtmodell HAUSS.

Stoffströme	Modellansatz
Oberfläche	<b>Abfluß:</b> Grenzwertmethode, lineare Speicherkaskade <b>Schmutzfracht:</b> Akkumulation und Abtrag für AFS und CSB für Einzelfractionen
Trockenwetter	<b>Abfluß:</b> quasi stationäre Abflußberechnung, Vorgabe von TW-Ganglinien <b>Schmutzfracht:</b> Vorgabe von Konzentrationen und Konzentrationsganglinien
Regenwetter	<b>Abfluß:</b> hydrodynamische Berechnung, explizites Lösungsverfahren, Stabilitätskriterium nach Courant <b>Schmutzfracht:</b> Unterscheidung der AFS in fünf Fractionen je nach Transportcharakteristik und Schadstoffbeladung (vgl. Tabelle 5)
Kanalablagerungen	Betrachtung von Erosion und Sedimentation im Kanal anhand von kritischen Schleppspannungen
Sielhaut	Wachstum und Abtrag von Sielhaut an den Kanalwandungen

Der fachlich qualifizierte Benutzer soll mit Hilfe des Modells HAUSS folgende Aufgaben bearbeiten können:

- Hydrodynamische und/oder hydrologische Berechnung des Niederschlagsabflusses in Kanalisationsnetzen.
- Schmutzfrachtberechnung unter Berücksichtigung der Kanalablagerungen und der Sielhaut in Kanalisationsnetzen.



- Einbeziehung der Wirkung verschiedener Sonderbauwerke (Pumpwerke, Regenbecken, Mischwasserentlastungen, Schieber, etc.) in die Schmutzfrachtsimulation.
- Bestimmung des Wirkungsgrades der Regenwasserbehandlung für komplexe Kanalnetzkonstellationen.
- Durchführung der Berechnungen an der feinen (detaillierten) oder an der groben (vereinfachten) Netzstruktur mit Unterstützung des Anwenders bei der Durchführung von Netzvereinfachungen.

**Tabelle 5:** Einteilung der Schwebstoffe des Mischwasserabflusses in Kornfraktionen.

Stoffgruppe	Korngröße	Kornfraktionen in %		
		TW-Abfluß	Straßenabfluß	Dachabfluß
gelöste, feine suspendierte Stoffe	< 6 µm	30	38	65
belastete suspendierte Stoffe	6 - 60 µm	40	49	30
unbelastete suspendierte Stoffe	60 - 150 µm	20	7	5
feine Sinkstoffe	150 - 350 µm	7	4	0
grobe Sinkstoffe	> 350 µm	3	2	0



- Durchführung der Berechnungen für Einzelereignisse, Serien- oder Langzeitkontinuumsimulation.

Weiterhin soll das Modell den Nutzer mit einer graphischen Oberfläche und der Möglichkeit der Nutzung von Kanalnetzdatenbanken unterstützen.

Die oben aufgeführten Anforderungen haben zu folgenden konzeptionellen Entscheidungen bei der Entwicklung des Schmutzfrachtmodells HAUSS geführt:

- Strukturiertes, dynamisches Programmieren in der Programmiersprache C
- Definition klarer Schnittstellen, sowohl intern als auch nach außen.
- Modularer Aufbau, um die Erweiterbarkeit des Programms bei neuen Erkenntnissen und weiteren Modellansätzen zu ermöglichen.
- Leichte Portierbarkeit (z.B: PC/DOS; SPARC/Solaris und VAX/VMS)

HAUSS beinhaltet Algorithmen zur automatisierten bzw. programmunterstützten Vereinfachungen von Kanalnetzstrukturen. Aus diesem Grund werden im Programm neben den Objekten für die Erfassung der wichtigsten Elemente eines Kanalisationsnetzes (Schacht, Haltung, Teileinzugsgebiet und Sonderbauwerke in den üblichen Formen und Anschlußvarianten) auch Objekte zur Vereinfachung von Transportstrecken und Teilnetzen vorgesehen. Derart vereinfachte Teilnetze sollen das Austragsverhalten des Feinnetzes repräsentieren. Sie finden Anwendung bei rechenintensiven Langzeitsimulationen und in Gebieten mit mangelhafter Datenbasis.



---

#### 4. Beschreibung der niederschlagsbedingten Stoffemissionen aus der Mischkanalisation

Niederschlagsbedingte Stoffemissionen aus der Mischkanalisation resultieren aus:

- den Mischwasserentlastungen
- dem erhöhten Frachtaustrag aus Kläranlagen bei Regen

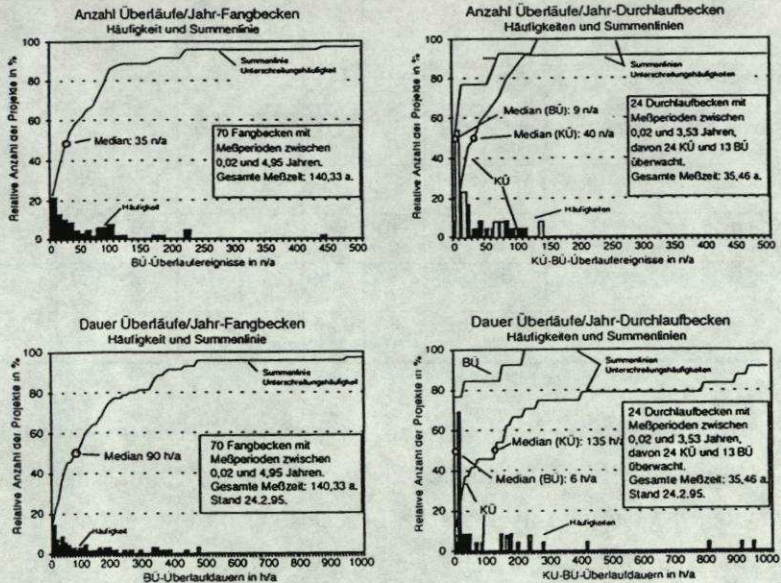
Hinsichtlich der Beschreibung der Mischwasserentlastungen fokussieren die Forschungsarbeiten auf zwei Punkte:

- Die statistische Auswertung eines großen Datenkollektivs der Wasserstände aus Regenüberlaufbecken in verschiedenen Regionen (Brombach und Wöhrle, 1995).
- Messungen zur Beschreibung des Stoffrückhalts in Regenüberlaufbecken im Untersuchungsgebiet Karlsruhe (Brombach et al., 1995).

Im Rahmen der statistischen Auswertung wurden die Wasserstandsdaten von 94 Regenüberlaufbecken und 11 Regenüberläufen ausgewertet. Die Anlagen befinden sich vorwiegend im süddeutschen Raum. Bild 1 zeigt die Entlastungshäufigkeit und die Entlastungsdauer von Fangbecken und von Durchlaufbecken. Der Auswertung liegen 140 Meßjahre für Fangbecken und 35 Jahre für Durchlaufbecken zugrunde. Die Mediane zeigen, daß im Mittel an einem Fangbecken 35 mal im Jahr für die Dauer von insgesamt 90 Stunden (entspricht 3,8 Tagen) Mischwasser entlastet wird. Bei den Durchlaufbecken beträgt die Entlastungshäufigkeit am Klärüberlauf 40 mal im Jahr und liegt in der Größenordnung der Entlastungen aus Fangbecken. Die Entlastungsdauer der Durchlaufbecken ist aber mit 135 Stunden pro Jahr doppelt so lang wie bei Fangbecken. Dies liegt einerseits an der Drosselung der Klärüberläufe und andererseits an der größeren Einzugsfläche und den entsprechend



flacheren Abflußwellen bei Durchlaufbecken. Die Mischwasserentlastungen aus Beckenüberläufen von Durchlaufbecken sind deutlich niedriger. Damit gewinnt die Frage nach der Effektivität der sedimentativen Behandlung in Durchlaufbecken an Bedeutung.



**Bild 1:** Statistische Verteilung der Entlastungshäufigkeit und der Entlastungsdauern von Fang- und Durchlaufbecken.

In Tabelle 6 werden die Stoffkonzentrationen aufgeführt, die im Zulauf und im Klärüberlauf von drei Durchlaufbecken im Untersuchungsgebiet Karlsruhe gemessen wurden. Die Werte sind als frachtgewichtete mittlere Konzentrationen berechnet worden.



**Tabelle 6:** Mittlere Zulauf- und Überlaufkonzentration und die entsprechenden Konzentrationswirkungsgrade für drei Durchlaufbecken aus dem Untersuchungsgebiet.

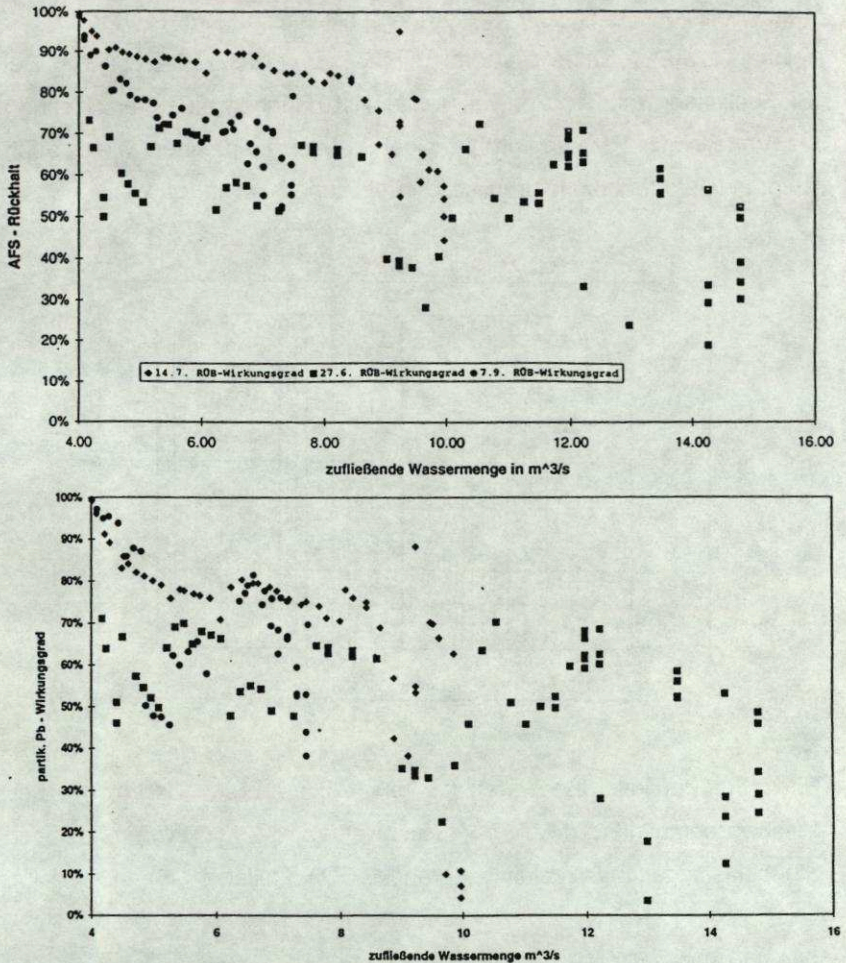
	RÜB Neureut			RÜB Etzenroth			RÜB Niederhofen		
	Zu- lauf	Klär- über- lauf	Wirk- ung in %	Zu- lauf	Klär- über- lauf	Wirk- ung in %	Zu- lauf	Klär- über- lauf	Wirk- ung in %
Abfiltrierbare Stoffe in mg/l	263	92	65	141	111	21	-	-	-
Absetzbare Stoffe in ml/l	4,2	0,8	80	2,6	1,4	46	2,1	0,6	73
CSB in mg/l	165	104	37	64	90	-40	152	95	37
NH <sub>4</sub> -N in mg/l	5,5	6	-10	2,4	2,8	-10	2,6	3	-14
NO <sub>3</sub> -N in mg/l	0,6	0,56	9	1,5	1,7	-10	1,2	1,3	-10
o-PO <sub>4</sub> -P	0,77	0,76	1	0,24	0,24	0	1,2	1,2	0

Das RÜB Neureut, das das zentrale Regenüberlaufbecken vor der Kläranlage Karlsruhe ist, wird durch seine sehr gute systemtechnische Anordnung und die gute hydraulische Beschickung gekennzeichnet. Es weist sehr gute Wirkungsgrade für die Stoffgruppen „abfiltrierbare Stoffe“ und „absetzbare Stoffe“ auf. Diese Ergebnisse bestätigen die gute Wirkungsweise der Regenbecken für die Rückhaltung von Schlamm. Dieser gute Wirkungsgrad kann für die anderen Becken nicht bestätigt werden. Der Wirkungsgrad ist auch für CSB als niedrig zu bewerten, was auf den hohen gelösten CSB-Anteil im Mischwasser zurückzuführen ist. Für die gelösten Stoffgruppen sind nur geringe oder auch negative Wirkungsgrade festgestellt worden.

Bild 2 zeigt die Abhängigkeit des Rückhaltes von abfiltrierbaren Stoffen und von Schwermetallen (am Beispiel vom vorwiegend partikulär



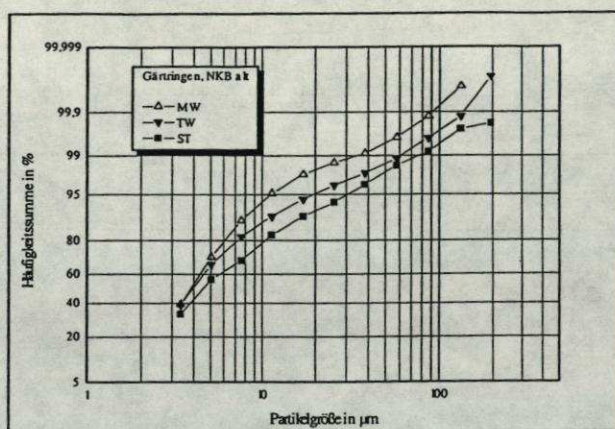
gebundenen Blei) von der Oberflächenbeschickung am Beispiel des Durchlaufbeckens Neureut. Es ist der charakteristische S-förmige Verlauf, zu erkennen, der auch aus anderen Sedimentationsbecken bekannt ist.



**Bild 2:** Rückhaltewirkungsgrad für die abfiltrierbaren Stoffe und für Blei in Abhängigkeit von der hydraulischen Beckenbeschickung am Beispiel des Regenüberlaufbeckens Neureut (Schäfer, 1995).



Hinsichtlich der Schadstoffemissionen aus dem Kläranlagenablauf ist die Erhöhung des feinputikulären Schwebstoffanteils im Ablauf des Nachklärbeckens bei Mischwasserabfluß von Bedeutung. Bild 3 zeigt die Korngrößenverteilung der Schwebstoffe im Kläranlagenablauf als Häufigkeitsverteilung der Korngrößenklassen. Der Anteil der feinputikulären Stoffe erhöht sich bei Mischwasserabfluß. Bei Stoßbelastung mit Trockenwetterabfluß ist dagegen eine Verschiebung der Verteilung in Richtung grobkörniger Partikel zu erkennen, wie es auch aufgrund der erhöhten hydraulischen Belastung zu erwarten war.



**Bild 3:** Partikelgrößenverteilung im Ablauf der Kläranlage bei Mischwasserabfluß (MW), Trockenwetterabfluß (TW) und bei Stoßbelastungen mit Trockenwetterabfluß (ST) (Müller, 1995).

Die Mittelwerte der ermittelten Beladung der partikulären Fraktion mit Schwermetallen sind in Tabelle 7 zusammengefaßt. Mit Ausnahme von Blei liegen die Partikelbelastungen über den in der Klärschlammverordnung genannten Werten. Die Konzentrationen



ergeben allerdings im Vergleich mit der Trinkwasserverordnung ein nicht besorgniserregendes Bild.

**Tabelle 7:** Partikulär gebundene Schwermetalle im Zulauf der Bilogie und im Ablauf der Nachklärung (Müller, 1995).

	Blei		Cadmium		Zink		Kupfer		Nickel	
	mg/g	mg/l	mg/g	mg/l	mg/g	mg/l	mg/g	mg/l	mg/g	mg/l
<b>Mischwasserabfluß</b>										
Zulauf										
Belebung	0,276	0,010	0,017	0,001	1,713	0,084	1,210	0,069	0,153	0,006
Ablauf										
Nachklärung	0,643	0,003	0,046	0,000	2,289	0,011	1,476	0,008	0,153	0,006
<b>Trockenwetterabfluß</b>										
Zulauf										
Belebung	0,480	0,015	0,011	0,001	1,460	0,082	0,890	0,056	0,148	0,009
Ablauf										
Nachklärung	0,676	0,002	0,025	0,000	2,261	0,009	1,314	0,005	0,204	0,001
<b>Vergleichswerte</b>										
AbfklärV	0,900	-	0,010	-	2,500	-	0,800	-	0,200	-
TVO	-	0,040	-	0,005	-	5,000	-	3,000	-	0,050

## 5. Niederschlagsbedingte Schmutzbelastung der Fließgewässer

Die Frage nach der Beeinträchtigung der Gewässergüte durch Einleitungen aus Regenauslässen und Mischwasserentlastungen ist anhand von vielen Fallstudien untersucht worden (z.B. Borchardt, 1992). In situ Untersuchungen zeigen eine Beeinträchtigung der chemischen und



---

limnologischen Parameter von Fließgewässern aufgrund von einzelnen Entlastungsereignissen im unmittelbaren Bereich der Einleitung (z.B. Hahn und Fuchs, 1993). Die Frage nach der Festlegung von Kriterien für die Bestimmung von kritischen Einleitungen in Fließgewässern (bei denen auch weitergehende Maßnahmen zur Regenwasserbehandlung gefordert werden müssen) wird derzeit intensiv diskutiert (ATV, 1995).

Eine mehr weiträumige Betrachtung und Bilanzierung der niederschlagsbedingten Stoffströme wird derzeit in Karlsruhe versucht. Der größte Teil der Regenabflüsse aus dem Stadtgebiet mit einer Gesamtfläche von 48 km<sup>2</sup> wird in den relativ kleinen Fluß „Alb“ (MQ 2,7 m<sup>3</sup>/s oberhalb des Stadtgebietes) eingeleitet. Mit dem Ziel die Belastung eines Fließgewässers mit Mikroschadstoffen aufgrund der niederschlagsbedingten Einleitungen aus dem Stadtgebiet zu erfassen, werden Messungen der Wassermengen und der Konzentrationen ausgewählter Parameter oberhalb und unterhalb des Stadtgebietes durchgeführt. Das Projektziel, die Vorgehensweise und die Meßeinrichtungen werden an anderer Stelle ausführlich beschrieben (Schäfer, 1995). Zwischen den zwei Kontrollstellen gelangen in das Gewässer Einleitungen, die aus ca. 800 ha in Mischsystem und ca. 570 ha in Trennsystem entwässerten Einzugsflächen stammen. Die zugrunde gelegten Berechnungsannahmen und die ersten Bilanzierungsrechnungen für abfiltrierbare Stoffe sind in Tabelle 3 zusammengefaßt. Aus den Messungen oberhalb und unterhalb des Stadtgebietes ergeben sich die in Tabelle 3 eingetragenen Medianwerte. Aus der Differenz der zwei Werte ergibt sich unter Berücksichtigung der Regenabflußdauer im Gewässer die niederschlagsbedingte Schwebstofffracht in der Alb.

Die Berechnungsgrundlagen für die Abschätzung der Einleitungen resultieren aus Messungen an räumlich getrennten Teilgebieten der Stadt. Aus orientierenden Messungen ergab sich für die abfiltrierbaren



Stoffe ein Wirkungsgrad der Regenwasserbehandlung von 91 % in der Mischkanalisation und von 40 % in der Regenwasserkanalisation, die über Regenklärbecken entwässern (ca. 60 ha<sub>red</sub>).

**Tabelle 3:** Berechnungsannahmen und Bilanzierungsrechnungen an einem Fließgewässer am Beispiel der Alb im Bereich der Stadt Karlsruhe.

Median der AFS-Fracht in der Alb bei Regen oberhalb des Stadtgebietes unterhalb des Stadtgebietes Regenabflauddauer in der Alb Niederschlagsbedingte AFS - Fracht in der Alb	55 g/s 145 g/s 800 h/a	260 t/a
<b>Trennsysteme</b> Berechnungsgrundlagen: a) direkte Einleitung von 500 ha (30 % Verkehrs-, 70 % Dachflächen) AFS-Frachten (Ergebnisse Waldstadt) aus Verkehrsflächen 750 kg/(ha*a) → 112 t/a aus Dachflächen 80 kg/(ha*a) → + 28 t/a  b) Einleitung über Regenklärbecken von 70 ha (60 % Verkehrsfläche, 40 % Dachfläche; Rückhaltung von 40 % im Becken) aus Verkehrsflächen : 32 t/a aus Dachflächen : 2 t/a 60 % X 34 t/a → 20 t/a		160 t/a
<b>Mischsysteme</b> Berechnungsgrundlagen: - Fläche 800 ha - AFS Frachten 400 kg/(ha*a) - Rückhaltung an RÜB ca. 90 % Berechnung: 800 ha X 0,4 t/(ha*a) X 0,1 = 32 t/a		ca. 30 t/a
<b>Summe der Belastung aus dem Stadtgebiet</b>		ca. 190 t/a
<b>Belastung aus anderen Verschmutzungsquellen (Nebenflüsse, diffuser Oberflächenabtrag, Kühlwassereinleitungen, etc.)</b>		70 t/a



Aus der Tabelle ist zu erkennen, daß die Trennkanalisation einen erheblichen, bislang wenig beachteten Beitrag zur Belastung des Fließgewässers liefert. Die weitere zeitliche und räumliche Differenzierung derartiger Bilanzierungsrechnungen und die Einbeziehung weiterer Parameter für die Beschreibung der abgetragenen Schmutz- und Schadstoffe ist Gegenstand der zukünftigen Arbeiten.

### **Literaturverzeichnis**

**Brombach, H., Wöhrle, C. (1995):** „Statistische Auswertung der Entlastungstätigkeit von Regenüberlaufbecken“, In: Schadstoffe im Regenabfluß III, Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, Band 78.

**Brombach, H., Michelbach, St., Schäfer, M. (1995):** „Entlastungstätigkeit und Schadstoffrückhalt in Regenüberlaufbecken im Untersuchungsgebiet“, In: Schadstoffe im Regenabfluß III, Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, Band 78.

**Hahn, H.H., Xanthopoulos, C. (Hrsg., 1992):** „Schadstoffe im Regenabfluß II - Präsentation eines BMFT - Verbundprojektes“, Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, Band 64.

**Xanthopoulos, C., Hahn, H.H. (1992):** „Schadstoffe im Regenabfluß in städtischen Gebieten - Erste Ergebnisse des BMFT - Verbundprojektes Niederschlag“, Korrespondenz Abwasser, Heft 9/92.

**Abwassertechnische Vereinigung (1995):** „Weitergehende Anforderungen an Mischwassereinleitungen“, Unterlagen zum Seminar am 15. und 16. Mai 1995 in Essen, Seminarleiter F. Sperling.

**Fuchs, St. (1993):** „Wirkung von Stoßbelastungen auf kleine Fließgewässer“, In: Kanalisation und Regenwasserbehandlung, Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 123, Kommissionsverlag R. Oldenbourg, München 123.

**Haritopoulou, Tr. (1995):** „Vorkommen und Transport von Mikroschadstoffen in städtischen Entwässerungssystemen“, Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, Kommissionsverlag R. Oldenbourg (in Vorbereitung).



**Schwentner, G., Krauth, Kh. (1993):** „Einfluß von Stoßbelastungen bei Mischwasserabfluß auf die Ablasufqualität von Belebungsablagen“, In: Schadstoffe im Regenabfluß II, Schriftenreihe des Insituts für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, Band 64.

**Müller, J.R. (1995):** „Austrag feinpartikulärer Stoffe aus Kläranlagenabläufen bei Regen“, In: Schadstoffe im Regenabfluß III, Schriftenreihe des Insituts für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, Band 78 (in Vorbereitung).

**Schäfer, M. (1995):** „Messung der niederschlagsbedingten Schadstoffbelastung im Vorfluter“, In: Schadstoffe im Regenabfluß III, Schriftenreihe des Insituts für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, Band 78 (in Vorbereitung).

**Schäfer, M. (1995b):** Persönliche Mitteilung, Insittut für Siedlungswasserwirtschaft, Universität Karlsruhe.

**Pitt, R., Field, R., Lalor, M., Brown, M. (1995):** „Urban stormwater toxic pollutants: assessment, sources, and treatability“, Water Environment Research, 67, pp. 260, May/June 1995.



## Wasserdurchlässige Straßenbefestigungen - Entlastung von Kanalnetzen?

K. Roßberg

### 1. Einführung

In der öffentlichen Umweltdiskussion spielt Das Problem der Bodenversiegelung eine große Rolle und dabei werden Straßen oft als Hauptverursacher für eine unzureichende Versickerung von Niederschlägen in den Vordergrund gerückt. Unbestritten ist, daß eine Versiegelung - sei es in Form von Wohn- oder Fabrikanlagen, von Freizeit- oder Verkehrsflächen - ihre Auswirkung auf die natürliche Umwelt und auf die technische Infrastruktur der Siedlungen hat: Kleinklima und natürlicher Wasserhaushalt werden verändert, Biotope beeinträchtigt und Abwassernetze und Kläranlagen zusätzlich belastet.

Welche Lösungen kann nun der Straßenbau anbieten, um dieser zunehmenden Störung des natürlichen Gleichgewichtes entgegenzuwirken? Eine Möglichkeit dafür bietet der Bau von wasserdurchlässigen Straßen- und Platzbefestigungen, die eine Versickerung des Niederschlagswassers gestatten. Dafür gibt es bereits zahlreiche Einzelbeispiele. Welche Flächen könnten hierfür insgesamt in Betracht kommen?

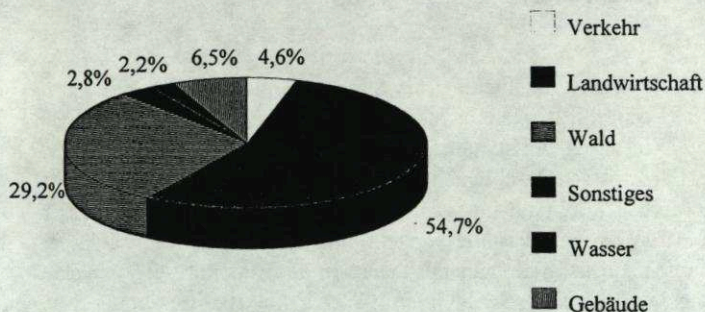


Bild 1: Bodenflächen in Deutschland nach Nutzungsarten  
[nach 1]

Im Bild 1 sind die Bodenflächen von Deutschland nach Nutzungsarten dargestellt [1]. Unter dem Anteil von 4,6 % für den Verkehr sind Flächen für Straßen, Bahnen, Flugplätze, Märkte und Veranstaltungen ausgewiesen. Die ca. 620.100 km klassifizierten Straßen haben jedoch nur einen Anteil an der Gesamtfläche



des Landes von 1,3 %. Nun ist es aber auch nicht so, daß von diesen Flächen das Niederschlagswasser generell in Kanalnetze abgeleitet wird; dies geschieht lediglich in Stadtstraßen. Auf Landstraßen dagegen und z. T. auch auf Gemeindestraßen wird das Niederschlagswasser in der Regel über seitliche Bankette und Böschungen in Gräben oder Mulden geleitet und versickert oder verdunstet schon auf diesen Flächen. Nur selten - z. B. bei Gewitterregen - ist in diesen Gräben oder Mulden ein Abfluß in die Vorflut zu beobachten. Ein solcher Oberflächenabfluß bei Starkregen erfolgt aber oft auch von unbefestigten Flächen, z. B. von Feldern oder Wiesen. Darüberhinaus gibt es auch bei Landstraßen, besonders bei Autobahnen, zahlreiche Beispiele, wie der Oberflächenabfluß zum Vorfluter auch bei Starkregen durch zielgerichtet angelegte Versickerungsgräben oder Versickerungsbecken reduziert oder ganz vermieden werden kann.

In den weiteren Ausführungen soll jedoch vordergründig auf die Regenwasserversickerung auf Verkehrsflächen mit offenporigen, wasserdurchlässigen Befestigungen eingegangen werden. Dabei wird angestrebt, die Niederschläge, welche in Siedlungsgebieten von Nebenstraßen oder Parkflächen normalerweise in die Kanalisation eingeleitet werden, vollkommen zur Versickerung zu bringen. Welche Bauweisen stehen hierzu zur Verfügung? Welche hydraulischen Eigenschaften muß eine solche Befestigung haben? Wie ist die Befestigung in Hinblick auf die Versickerung zu bemessen? Welche konstruktiven Probleme ergeben sich daraus?

Darauf soll im folgenden kurz eingegangen werden.

## **2. Bauweisen**

Für bestimmte Konstruktionsschichten des Straßenoberbaus sind Anforderungen an die Wasserdurchlässigkeit nicht neu, nur liegt diesen Anforderungen bisher nicht das Ziel einer vollständigen Versickerung des Niederschlagswassers zugrunde. Für Frostschuttschichten werden in der ZTVT [2] Mineralstoffgemische gefordert, "...die auch im verdichteten Zustand ausreichend wasserdurchlässig sind". Was man darunter versteht und wie die Wasserdurchlässigkeit geprüft werden soll, ist nicht näher erläutert. In der Literatur wird verschiedentlich für ungebundene Tragschichten ein  $k$ -Wert von  $\geq 10^{-5}$  m/s als notwendig erachtet. Diese Durchlässigkeit wurde für Schotter und Kiessand in entsprechenden Versuchen nachgewiesen [3,4].

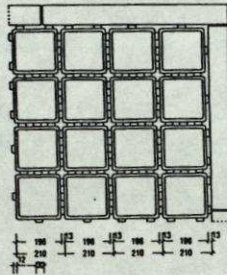
Auch wasserdurchlässige Deckschichten können mit allen im Straßenbau üblichen Materialien - Asphalt, Beton, Pflaster - hergestellt werden. Für den Bau offenporiger (wasserdurchlässiger) Asphaltdeckschichten, auch Dränasphalt genannt, gibt es bereits Merkblätter der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen [5,6]. Diese Schichten weisen einen Hohlraumgehalt von über



15 % auf, der einen seitlichen Abfluß des Niederschlagswassers in diesen Schichten gewährleisten soll. Angewendet werden diese Schichten als lärm-mindernde Beläge, denn sie sind in der Lage, Rollgeräusche zu dämpfen. Durch das gute Drainagevermögen bildet sich bei Regen an der Oberfläche solcher Deckschichten kein Wasserfilm. Dadurch bleibt eine hohe Griffigkeit erhalten. Diese Eigenschaft wird besonders im Flugplatzbau genutzt [6]. Die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte von Dränasphalt sind größer als  $10^{-4}$  m/s und liegen damit deutlich über den Werten ungebundener Tragschichten:

Wasserdurchlässiger Beton (Dränbeton) wurde im Straßenbau zuerst als Tragschichtmaterial verwendet [7]. Darüberhinaus gibt es Straßen, bei denen Dränbeton gleichermaßen wie Dränasphalt als lärm-mindernder Straßenbelag eingesetzt wurde. Auch Dränbeton hat bei einem Hohlraumgehalt von mehr als 15 % eine Wasserdurchlässigkeit, die einem k-Wert von weit mehr als  $10^{-4}$  m/s entspricht [7].

Dränfuge Kreuzverband

Steinbedarf:  
22,8 Steine/m<sup>2</sup>

Rasenfuge

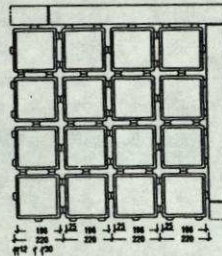
Steinbedarf:  
20,4 Steine/m<sup>2</sup>

Bild 2: Beispiele für Betonpflastersteine mit Abstandshaltern (Prospekt System Rima)

In der Literatur und in Prospekten wird oft für versickerungsfähige Flächenbefestigungen als besonders geeignete Bauweise das Pflaster und hier wieder das Betonsteinpflaster herausgestellt [8,9]. Die Versickerung soll dabei durch die Fugen erfolgen. Es werden aber auch schon Pflastersteine aus Dränbeton angeboten. Zur Versickerung über die Fugen müssen diese breiter als üblich ausgeführt werden. Dazu werden spezielle Abstandshalter verwendet oder Pflastersteine mit angeformten Abstandshaltern angeboten. Damit sind Fugenbreiten bis über 20 mm zu garantieren (Bild 2). Diese Fugen werden mit Splitt und Sand verfüllt oder es wird Rasen eingesät. Als Pflasterbett, das in der Regel aus Sand besteht, wird Feinsplitt empfohlen. Für den Fugensand wurde im Labor ein k-Wert größer  $10^{-4}$  m/s ermittelt. Dieser k-Wert ist ebenfalls größer als derjenige von abgestuften Tragschichtmaterialien. Hierbei ist aber zu berücksichtigen,



sichtigen, daß zur Versickerung nicht die gesamte Befestigung, sondern nur die Fugenfläche zur Verfügung steht.

Neben diesen Standardbauweisen des Straßenbaus werden für Versickerungsfähige Flächenbefestigungen auch noch andere Materialien angeboten, wie z. B. Gitterelemente aus Beton oder neuerdings auch aus Kunststoff, in deren Öffnungen Rasen eingesät wird. Diese Bauweisen dürften jedoch auf Sonderfälle (mit geringster Verkehrsbeanspruchung) beschränkt sein und sollen deshalb hier nicht weiter betrachtet werden.

### 3. Bemessung

Die Bemessung der aus konstruktiver Sicht erforderlichen Dicke der Straßenbefestigung soll nach der RStO [10] erfolgen. Daß dabei die wasserdurchlässigen Deckschichten nicht in jedem Falle den sonst verwendeten, weitestgehend dichten Schichten äquivalent sind, sei vorerst außer Betracht gelassen; eventuell müßte die Dicke einzelner Schichten etwas erhöht werden, was jedoch aus entwässerungstechnischer Sicht - wie später zu sehen ist - nur von Vorteil wäre.

Durchlässigkeit Boden	K - Wert [ m/s ]	Versickerung mm/s $\hat{=}$ l/s · m <sup>2</sup>	Regenspende l/s · ha
	10 <sup>-8</sup>		
	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-4</sup>	1
	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-3</sup>	10
	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-2</sup>	100
	2 · 10 <sup>-5</sup>	2 · 10 <sup>-2</sup>	200
	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-1</sup>	1000
	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>0</sup>	

Tabelle 1:

Schematischer Zusammenhang zwischen Bodendurchlässigkeit, Versickerung und Regenspende

Für die Bemessung aus entwässerungstechnischer Sicht ist als erster Schritt der Wasseranfall zu bestimmen. Für die Bemessung von Entwässerungsanlagen gilt im Straßenbau die RAS-Ew [11]. Danach ist für die Dimensionierung der



Rohrleitungen ein einmal im Jahr auftretender 15minütiger Regen entsprechend den Regenreihen von REINHOLD anzusetzen. Für Sachsen waren das bisher 106 l/s x ha, der Höchstwert in Deutschland lag in Südwestdeutschland bei 119 l/s x ha. Welche Durchlässigkeit muß der Straßenoberbau haben, damit eine solche Regenspende versickert?

In Tabelle 1 ist schematisch der Zusammenhang zwischen Regenspende, Versickerung und k-Wert dargestellt. Demnach ist für die Versickerung des "Berechnungsregens" eine Durchlässigkeit mit einem k-Wert  $\geq 10^{-5}$  m/s erforderlich. Dieser k-Wert kann für die Befestigungsschichten garantiert werden. Für ungebundene Schichten (Schotter, Kiessand) ist er ohnedies vorgeschrieben. Für Dränasphalt oder Dränbeton sind k-Werte  $> 10^{-4}$  m/s vom Material her gegeben. Und auch für Pflaster läßt sich bei Anordnung breiter Fugen die notwendige Durchlässigkeit erreichen. Kriterium für eine Versickerung wird demnach der Untergrund sein. Wie aus Tabelle 1 ersichtlich ist, tritt ein k-Wert von  $> 10^{-5}$  m/s bei nichtbindigen bis leichtbindigen Böden auf; Böden, die im Norden Deutschlands in größeren Gebieten zu finden sind, in der Mitte und im Süden jedoch seltener vorkommen.

Ein k-Wert  $< 10^{-5}$  m/s im Untergrund muß jedoch die Anwendung versickerungsfähiger Befestigungen noch nicht ausschließen. Voraussetzung für die Durchlässigkeit der Befestigungsschichten ist ein hohlraumreiches Material. Diese Hohlräume können wiederum als Speicher für das Niederschlagswasser genutzt werden. Welche Speicherkapazität vorhanden ist und bei welcher Bodendurchlässigkeit dann eine vollständige Versickerung noch möglich ist, soll an einem Beispiel gezeigt werden.

Dränasphalt  
 $k_f > 10^{-4}$

Schotter-Tragschicht  
 $k_f > 10^{-5}$

Untergrund  
 $k_{\text{erf.}} = ?$



Bild 3: Beispiel für eine Parkplatzbefestigung mit Dränasphalt

Für einen Parkplatz wird eine Asphaltbefestigung auf einer Schottertragschicht entsprechend Bauklasse V nach RStO vorgesehen (Bild 3). Der Asphaltbelag wird als Dränasphalt mit einem Porenvolumen von 20 % ausgeführt. (Ein großer Parkplatz am Flughafen Dresden wurde 1993 auf diese Weise befestigt). Als Speichervolumen kann jedoch nicht der gesamte Hohlraum im Dränasphalt an-



gesetzt werden, da sich neben eingeschlossenen Poren bereits Wasser im Asphalt befinden kann und nicht alle Lufteinschlüsse vom Wasser verdrängt werden. Deshalb sei mit einem als Speicher wirksamen Porenvolumen von nur 10 % gerechnet. Dies ergibt bei einer Dicke der Schicht von 12 cm eine Speicherkapazität von 12 l/m<sup>2</sup>. Der oben angegebene Berechnungsregen  $r_{15} = 106$  l/s-ha entspricht aber nur 9,54 l/m<sup>2</sup>. Diese Wassermenge könnte also vollständig bereits in der Asphalttschicht gespeichert werden (s. Tab. 2). Darüberhinaus sind auch in einer Schottertragschicht nach ZTVT [2] oder in einer Frostschuttschicht bei einer Durchlässigkeit von  $k \geq 10^{-5}$  m/s Hohlräume in einer Größenordnung von ca. 20 % enthalten, die jedoch ebenfalls nicht voll als Speicher-raum genutzt werden können. Infolge der Saugspannung wird selbst in Trockenperioden in diesen ungebundenen Schichten noch Wasser zwischen 10 und 50 % des Porenvolumens gehalten. Nimmt man auch hier einen Restwasser-gehalt von 50 % an, dann steht als Speicher ein Porenvolumen von 10 % der Schichtdicke zur Verfügung, das sind für die Befestigung lt. Bild drei 38 l/m<sup>2</sup>. Dies ergibt für die Gesamtbefestigung ein nutzbares Speichervolumen von ins-gesamt 50 l/m<sup>2</sup>. Damit wäre ein 15minütiger Regen von über 500 l/s-ha auf-nehmbar, eine Regenspende, die praktisch nicht auftritt.

Die zu versickernde Niederschlagsmenge ist jedoch auch eine Funktion der Zeit. Deshalb ist zu untersuchen, ob und wie auch längerdauernde Regenfälle gespeichert bzw. versickert werden können. Dazu wurde auf der Grundlage der Reinholdschen Regenberechnungen die Niederschlagsmenge bei Regenereig-nissen ermittelt, die ein, zwei oder drei Tage dauern (s. Tabelle 2).

Bemessungsregen		Speichervermö- gen des Straßen- oberbaus nach Bild 3	erforderliche Untergrundver- sickerung		erforderlicher $k_f$ -Wert des Untergrundes
Std.	l/m <sup>2</sup>	l/m <sup>2</sup>	Menge l/m <sup>2</sup>	Zeit sec.	m/s
$r_{0,25}$	9,54	50	0		
$r_{24}$	97,7	50	47,7	86400	$5,5 \cdot 10^{-7}$
$r_{48}$	124,5	50	74,5	172800	$4,3 \cdot 10^{-7}$
$r_{72}$	140,2	50	90,2	259200	$3,5 \cdot 10^{-7}$

Tabelle 2: Ermittlung des erforderlichen  $k_f$ -Wertes für den Untergrund des Straßenoberbaus nach Bild 3







#### 4. Schlußfolgerungen

Die vorstehenden Berechnungen sollen den grundsätzlichen Weg zur Bemessung eines versickerungsfähigen Straßenoberbaus aus entwässerungstechnischer Sicht aufzeigen. Daß es dabei besonders bei der Ermittlung von Berechnungswertungen noch einige offene Fragen gibt, ist bekannt. Wenig Erfahrungen gibt es auch zum Langzeitverhalten der vorgestellten Bauweisen. Beispielsweise wird das Tragverhalten des Straßenoberbaus auch von der Tragfähigkeit des Untergrundes beeinflußt. Die Tragfähigkeit eines bindigen Untergrundes wiederum ist eine Funktion des Wassergehaltes. Wenn nun das Niederschlagswasser zielgerichtet in diesen Untergrund abgeleitet wird, dann wird damit eine Tragfähigkeitsminderung verursacht.

Auch die Wasserdurchlässigkeit des Oberbaus wird im Laufe der Nutzung beeinträchtigt. Durch Sand, Staub, Reifenabrieb, Blätter u. a. kommt es zu einem teilweisen Zusetzen der Poren und damit zu einer Verminderung der Versickerungsfähigkeit. Zur Säuberung von Dränasphalt und Dränbeton wurden Reinigungsgeräte entwickelt, die nach dem Prinzip eines Naßstaubsaugers arbeiten. Eine vollständige Reinigung, besonders tiefer liegender Schichten, ist damit nicht zu gewährleisten.

Die vorgenannten und weitere noch nicht gelöste Fragen führen zu dem Schluß, wasserdurchlässige Straßenbefestigungen vorerst nur auf Flächen mit geringen bzw. leichtem Verkehr anzuwenden. Dazu gehören Parkplätze, Anliegerstraßen, Grundstückszufahrten, Hof- und Betriebsflächen, soweit auf diesen Flächen kein schwerer Verkehr zu erwarten ist. Aus dieser Einschränkung läßt sich ableiten, daß versickerungsfähige Straßenbefestigungen keine generelle Entlastung der Kanalisation erbringen. Lokal gesehen jedoch können solche Befestigungen in kleineren Siedlungsgebieten oder auf ausgewählten Flächen durchaus eine Entlastung der Abwassernetze bedeuten und zu Einsparungen führen. Auf dem bereits erwähnten Parkplatz am Flughafen Dresden beispielsweise wurden außer der versickerungsfähigen Befestigung keinerlei Entwässerungsanlagen gebaut.

Neben bautechnischen Lösungen zur Senkung des Oberflächenabflusses muß der dafür notwendige Aufwand auch honoriert werden, indem für diese befestigten und trotzdem entsiegelten Flächen keine Abwassergebühren mehr verlangt werden. Es gibt Hinweise, daß dies in den Abgabeordnungen einiger Kommunen noch nicht so geregelt ist.



### **Literaturverzeichnis**

- [1] Bundesforschungsanstalt für Landeskunde und Raumordnung  
Arbeitspapier 11/94  
Die Flächenerhebung 1994
- [2] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für  
Tragschichten im Straßenbau (ZTVT-StB 86/90)  
Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen Köln
- [3] Schoßig, Falk  
Untersuchungen zur Wasserdurchlässigkeit von Tragschichten ohne  
Bindemittel  
Diplomarbeit an der TU Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen,  
Lehrstuhl Straßenbau, 1995
- [4] Nkwonkam, Eric  
Untersuchungen zum Entwässerungsverhalten offenporiger  
Parkplatzbefestigungen  
Diplomarbeit an der TU Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen,  
Lehrstuhl Straßenbau, 1994
- [5] Merkblatt für den Bau offenporiger Asphaltdeckschichten  
Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen Köln, 1991
- [6] Richtlinien für Dränasphaltschichten auf Flugplätzen  
Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen Köln, 1983
- [7] Roßberg, K.; Hübner, H.-U.  
Untersuchungen zum Entwässerungsverhalten von Dränbeton als  
Tragschicht unter Betondecken  
Betonstraßentagung 1991, Schriftenreihe der AG "Betonstraßen" der  
FGSV, Heft 20, S. 31 bis 33
- [8] Muth, W.  
Regenwasserversickerung von Verkehrsflächen  
Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau, Heft 5/1994, S. 28 bis 44
- [9] Sönke, Gerlach, Köhler  
Versickerung auf befestigten Verkehrsflächen  
Broschüre, herausgegeben von der SF-Kooperation GmbH,  
Betonkonzepte, Bremen, 1994



- 
- [10] Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO)  
Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen Köln,  
1986/89
- [11] Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil Entwässerung (RAS-Ew)  
Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen Köln, 1987

Anschrift des Autors:

Prof. Dr.-Ing.habil. K. Roßberg  
Technische Universität Dresden  
Institut Stadtbauwesen und Straßenbau  
01062 Dresden



# **Druckstoßsicherung von Abwasserdruckleitungen**

**Hans-Burkhard Horlacher**

## **1. Einleitung**

Aus wirtschaftlichen und technischen Gründen werden heute Abwässer aus verschiedenen Einzugsgebieten in zentralen Kläranlagen behandelt, selbst dann, wenn geodätische Höhen zu überwinden sind. Auch bei einem flachen Gelände kann unter Umständen eine Druckleitung gegenüber einer Freispiegelleitung wirtschaftlicher sein, da für gleiche Abflußraten kleinere Durchflußquerschnitte erforderlich sind. In diesem Beitrag werden einige hydraulisch interessante Probleme betrachtet, die für die Planung und den Betrieb von Abwasserdruckleitungen bedeutsam sind. Dies ist um so wichtiger, da festzustellen ist, daß die Längen, die Durchmesser und die Abflußleistungen dieser Druckleitungen in den letzten Jahren ständig zugenommen haben. In diesem Beitrag wird nicht die Druckentwässerung ganzer Kanalisationsleitungen bei schwierigem Gelände behandelt.

## **2. Hydraulische und konstruktive Grundlagen**

### **2.1 Leitungsführung und Anlagenkomponenten**

Mit Abwasserdruckleitungen werden in der Regel nur geringe geodätische Höhen überwunden. Sie werden als einsträngige Leitungen mit einem einheitlichen Durchmesser errichtet. Die Druckleitungen beginnen in einem Pumpwerk mit vorgelagertem Pumpensumpf und enden in einem höher gelegenen Kanalisationsgerinne mit Freispiegel. Die Leitungsführung folgt dem Gelände, wobei entlang der Trasse einzelne Hochpunkte auftreten können (s. Bild 1). Aus hydraulischen Gründen ist es vielfach zweckmäßiger, solche Hochpunkte durch Tieferlegung der Leitung zu vermeiden.

Häufig verläuft der letzte Streckenabschnitt sehr flach, sogar mit leichtem Gefälle zum Freispiegelgerinne. Bei Betriebsstillstand kann dieser Abschnitt leerlaufen, wodurch bei einem erneuten Förderbeginn sich ändernde Rohrkennlinien ergeben (s. Bild 2). Gemäß dem ATV Arbeitsblatt 110 kann man die Reibungsverlusthöhen mit einer betrieblichen Rauheit von  $k_b = 0.25 \text{ mm}$  berechnen / 5/.

Leitungen aus duktilem Gußeisen mit Zementmörtelauskleidung sowie Tyton Muffen, HDPE - Leitungen und PVC - Leitungen kommen zum Einsatz. In den Pumpwerken selbst werden wegen der Längskraftschlüssigkeit und der leichteren Anpassungsmöglichkeit verzinkte Stahlleitungen verwendet.



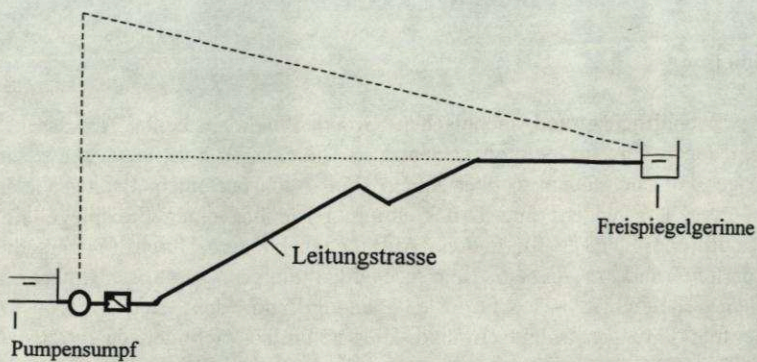


Bild 1: Schematisches Höhenprofil einer Abwasserdruckleitung

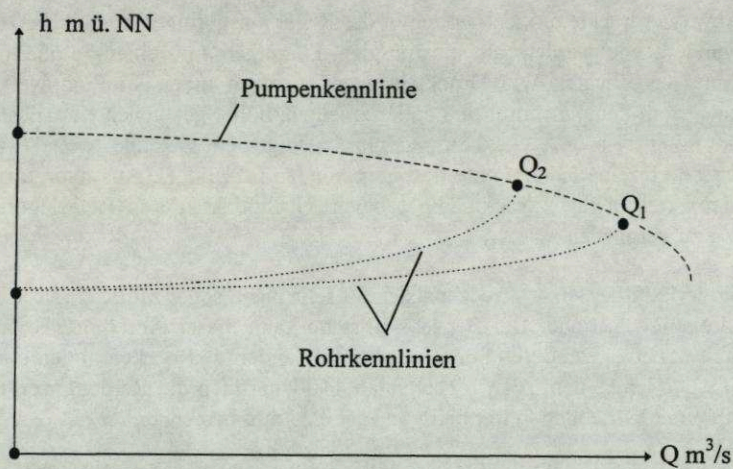


Bild 2: Rohrkennlinien bei einer teilgefüllten Leitung



Für die Pumpenanordnung bietet sich eine Naß- oder Trockenaufstellung an, wobei wegen der einfacheren Wartung eine Trockenaufstellung mit horizontaler Welle bevorzugt wird. Die Pumpe kann mit dem Motor direkt gekoppelt sein oder über einen Keilriemen mit einer Riemenscheibe. Letztere Antriebsart ermöglicht eine bequeme Anpassung einer Pumpe an verschiedene Betriebsbedingungen durch Veränderung der Übersetzungsverhältnisse. Darüber hinaus läßt sich durch eine massive Ausführung der Riemenscheibe die Schwungmasse sehr einfach erhöhen. Meistens wird darauf verzichtet, gröbere Inhaltsstoffe zurückzuhalten. Bei der Auswahl der Pumpen muß wegen der möglichen Verstopfungsgefahr hierauf geachtet werden. Es haben sich u. a. Einkanalrad-Kreiselpumpen, Wirbel- und Schneckenradpumpen bewährt. Aus Sicherheitsgründen wird eine Pumpe als Reserve vorgesehen. Die Pumpwerke werden automatisch betrieben. Die Förderung beginnt, wenn im Pumpensumpf eine obere Wasserspiegelmarke überschritten wird bzw. endet bei Unterschreiten eines unteren Wasserspiegelniveaus. Je kleiner das Volumen des Pumpensumpfs gewählt wird, desto häufiger erfolgt das Zu- bzw. Abschalten der Pumpen.

Damit die Leitung bei Betriebsstillstand nicht leerläuft, müssen in Strömungsrichtung gesehen vor den Pumpen Rückflußverhinderer und eventuell motorbetriebene Armaturen angeordnet werden. Ist ein Leerlaufen zu befürchten, dann treten hier ähnliche hydraulische Zustände auf, wie im Bild 2 zum Ausdruck kommt. Darüber hinaus muß beachtet werden, daß wenn sich verschiedene, durch Lufteinschlüsse getrennte Streckenabschnitte in der Leitung befinden, Druckstöße beim Zusammentreffen von bewegten und ruhenden Flüssigkeitssäulen hervorgerufen werden können. Sollen entlang der Strecke aus Gründen der Überwachung weitere Streckenarmaturen installiert werden, so können nur Flachschieber oder Kugelhähne eingesetzt werden, um die Molchbarkeit der Leitung zu bewahren. Wie aus der Praxis bei Wassertransportleitungen bekannt, müssen auch hier alle Hochpunkte mit Be- und Entlüftungsventilen ausgestattet sein.

## 2.2 Dimensionierungsgrundlagen

Die minimalen und maximalen Abflußraten sind aus den hydraulischen Gegebenheiten des Einzugsgebietes bekannt. Ein wesentlicher Aspekt bei der Dimensionierung einer Abwasserdruckleitung liegt in der Festlegung des Durchmessers. Zum einem ist in der Druckleitung eine Mindestgeschwindigkeit von  $v = 0.5 \text{ m/s}$  ( $A = Q_{\min}/v$ ,  $A$  Durchflußquerschnitt) einzuhalten, um Ablagerungen während des Transportes zu vermeiden, zum anderen sollte eine maximale Aufenthaltszeit  $T_A$  nicht überschritten werden ( $A = Q_{\min} T_A/L$ ,  $L$  Länge der Leitung). Bei Förderung von  $Q_{\max}$  ist darauf zu achten, daß die Durchflußgeschwindigkeiten nicht zu groß werden, da die Reibungsverlustrhöhe  $h_R$  und damit auch die aufzuwendende Pumpenergie bekanntlich mit dem Quadrat des



Durchflusses steigen ( $h_R = f(Q^2)$ ). Nicht nur wegen der Reibungsverlustrhöhe sondern auch wegen der noch zu behandelnden Druckstoßprobleme sollte die maximale Durchflußgeschwindigkeit auf 2.0 m/s (besser 1.0 m/s) begrenzt werden.

Die genaue Festlegung des Durchmessers geschieht in einem Optimierungsprozeß, bei dem die Anlagenkosten, die mit der Größe der Leitungsabmessungen steigen, den Betriebskosten, die bei größeren Leitungsdurchmessern fallen, gegenübergestellt werden. Vielfach kann es sich als wirtschaftlicher erweisen, zwei Leitungen mit unterschiedlichen Durchmessern zu verlegen.

### **3. Druckstoßsicherheit**

#### **3.1 Instationäre Betriebszustände**

Bei der Auslegung der Abwasserdruckleitungen müssen die instationären Betriebsbedingungen beachtet werden. In diesem Beitrag wird wegen des engen Rahmens darauf verzichtet, auf die Theorie der instationären Rohrströmung einzugehen. Hier sei auf das einschlägige Schrifttum verwiesen / 1, 2, 3, 4 /. Instationäre Betriebszustände entstehen bei dieser Druckleitung durch Schaltvorgänge der Pumpen bzw. der druckseitigen Armaturen. Als maßgebender Lastfall kann der plötzliche Pumpenausfall angesehen werden, bei dem die Energiezufuhr, z. B. durch Blitzeinschlag, zu den Pumpen unterbrochen wird. Da in der Regel Abwasserpumpen geringe Schwungmassen aufweisen, stoppt der Förderstrom meist in einer Zeit, die innerhalb der Laufzeit  $T_L$  einer Druckwelle liegt. ( $T_L = a/L$ , mit  $a$  = Wellenlaufzeit,  $a = 1200$  m/s für GGG,  $a \approx 400$  m/s für HDPE und  $a \approx 500$  m/s für PVC ). Bei Abwasserdruckleitungen kann es bei längeren Standzeiten zu Entgasungen kommen. Es ist bekannt, daß fein verteilte Gasblasen in einer Flüssigkeit zu einer merklichen Reduktion der Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit führen. Dieser Effekt muß gegebenenfalls auch beachtet werden, da sich hierdurch folglich die Laufzeiten erhöhen. In der Regel betragen die Auslaufzeiten der Pumpen (bis zur Strömungsumkehr) 0.5 bis 2 s.

Bei einem Pumpenausfall fällt der Druck sehr schnell ab und kann entlang der Leitungstrasse zu Unterdrücken führen. Diese Situation ist vereinfacht (ohne Reibungseinfluß) im Bild 3 dargestellt. Wie man sieht, fällt der Druck so stark ab, daß in der Leitung ein Unterdruck entsteht, der zum Abreißen der Flüssigkeitssäule bei ca. 8 m WS unterhalb des atmosphärischen Druckes führt. Ein erneutes unkontrolliertes Zusammenschlagen der zuvor getrennten Flüssigkeitssäulen kann sehr steile Drucksteigerungen, als Wasserschläge bekannt, zur Folge haben, die die Leitung gefährden können und auch dann ausgeschlossen werden sollten, wenn sie noch innerhalb der zulässigen Leitungsdrücke liegen. Darüber



hinaus ist zu beachten, daß bei Kunststoffleitungen (HDPE, PVC) aus Stabilitätsgründen Unterdrücke nur bis 0.5 bar zugelassen werden.

Diese durch Schaltvorgänge der Pumpen bzw. durch den Pumpenausfall verursachten Druckpendelungen gilt es nun durch geeignete Maßnahmen in den zulässigen Grenzen der Leitung und der Anlagenkomponenten zu halten, d. h. einen sicheren und dauerhaften Betrieb zu gewährleisten. Bei der Planung von Abwasserdruckleitungen ist es daher unerlässlich, die Auswirkungen instationärer Strömungszustände, die im Betrieb unvermeidbar sind, eingehend zu untersuchen.

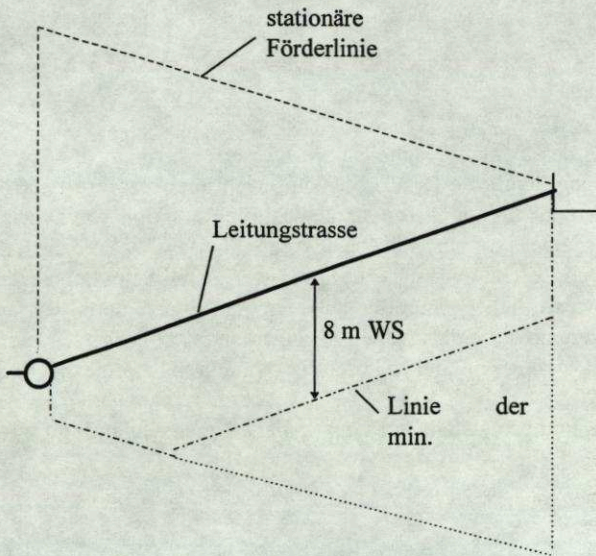


Bild 3: Prinzipielle Druckverhältnisse bei einem Pumpenausfall



## 3.2 Möglichkeiten zur Druckstoßdämpfung

Es ist eine anerkannte Regel, daß man am effektivsten Druckstöße an deren Entstehungsort mit Dämpfungsmaßnahmen bekämpfen kann /6/. Bei den vorliegenden Abwasserdruckleitungen können die sich in vielen Anlagen bewährten Sicherheitseinrichtungen angeordnet werden, hierzu zählen:

- Erhöhung der Trägheitsmomente der Pumpenanlage (Schwungscheiben)
- Druckwasserkessel mit Gaspolster (Windkessel)
- Be- und Entlüftungsventile, Nachsaugereinrichtungen
- Kombinierte Maßnahmen

### 3.2.1 Anordnung von Schwungscheiben bzw. Druckwasserbehälter mit Gaspolster

Durch die Erhöhung des axialen Trägheitsmomentes erreicht man, daß die Auslaufzeit der Pumpe und damit die Druckabsenkung sich über mehrere Laufzeiten einer Druckwelle verteilt. Hierbei nützt man die positive Reflexion von Druckwellen an dem Freispiegelgerinne aus. Die positiv reflektierten Wellen überlagern sich mit den negativen, so daß einerseits infolge der erhöhten Schwungmasse die Druckpendelungen wesentlich gedämpfter ablaufen und andererseits der Druck infolge der Überlagerung der Druckwellen geringer absinkt. Dieser Tatbestand wird auch bei der Festlegung von Stellgesetzen für Armaturen herangezogen / 2 /.

Die Simulation eines Pumpenausfalls wird durch die Trägheitsgleichung für rotierende Massen erfaßt

$$M = -I \cdot \frac{d\omega}{dt}$$

Hierin bedeuten M das Drehmoment, I das axiale Trägheitsmoment und  $\omega$  die Winkelgeschwindigkeit. Die Schwungmasse bezieht sich auf die rotierenden Teile der Pumpe, des Motors und der eingeschlossenen Wassermassen.

Wie man Bild 4 entnehmen kann, gelingt es durch die Anordnung von Schwungscheiben die Druckabsenkung so zu begrenzen, daß die Leitungstrasse nicht mehr angeschnitten wird. Bei dieser 6.87 km langen Leitung ist eine Schwungmasse mit einem Trägheitsmoment von  $I = 200 \text{ kgm}^2$  erforderlich, was mit einer Schwungscheibe mit einer Breite von 6.5 cm und einem Radius von 40



cm zu erreichen wäre. Zur Vordimensionierung der Schwungmasse kann man folgende Näherungsformel heranziehen

$$I \approx \frac{c \cdot Q^2 \cdot L}{N^2 \cdot A} \cdot 10^5$$

mit  $I$  in  $\text{kgm}^2$ ,  $Q$  in  $\text{m}^3/\text{s}$ ,  $L$  in  $\text{m}$ ,  $N$  (Drehzahl) in  $\text{U}/\text{min}$ ,  $A$  in  $\text{m}^2$  und dem Faktor  $c = 4$  bis  $5$ .

Mit zunehmender Leitungslänge und steigendem Durchsatz wird jedoch die erforderliche Schwungmasse so groß, daß die benötigten Schwungscheiben bezüglich deren Aufstellung (Sonderkonstruktion mit speziellen Stehlagern) sowie des Betriebes (besondere Anlaufvorrichtungen, Kupplungen) zu erheblichen Schwierigkeiten führen, so daß diese Maßnahme nur mit einem enormen konstruktiven und finanziellen Aufwand realisiert werden kann. Dies liegt im wesentlichen daran, daß Änderungen bei den von den Pumpenherstellern angebotenen Standardprogramm erforderlich werden.

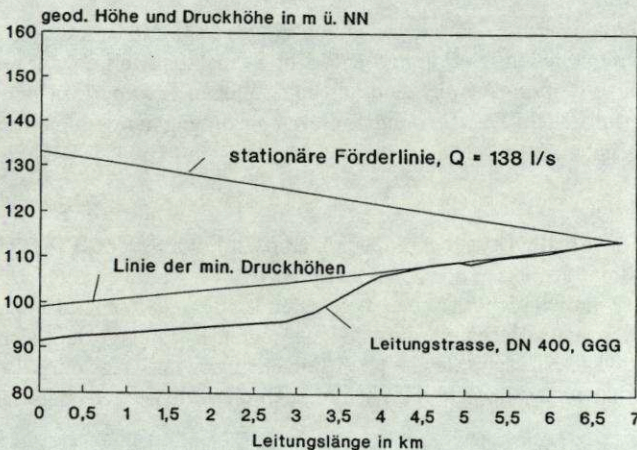


Bild 4: Zur Druckstoßsicherung mit Schwungmassen

Hier können dann Druckwasserkessel mit Gaspolster als die wirtschaftlichere Lösung in Erwägung gezogen werden. Die in dem Kessel komprimierte Luft wirkt wie die Schwungscheiben als Energiespeicher und führt zu einer entsprechenden Dämpfung der Druckpendelungen gemäß Bild 4. Bei diesem Beispiel wäre eine



Windkesselgröße von ca.  $10 \text{ m}^3$  erforderlich. Das Verhalten der komprimierten Luft wird mit der polytropen Zustandsgleichung

$$V_L^n \cdot p = \text{const.}$$

erfaßt, worin mit  $V_L$  das Anfangsluftvolumen, mit  $n$  der Polytropenexponent ( $n = 1.2 - 1.3$ ) und mit  $p$  der absolute Druck bezeichnet wird.

Beim Betrieb ist darauf zu achten, daß die für die Dämpfung erforderliche Luftmenge vorhanden ist, und daß diese bei einer Druckabsenkung nicht in die Rohrleitung entweichen kann. Aus letzterer Forderung wird die Kesselgröße festgelegt. Die erste Bedingung erfordert eine Überwachung des komprimierten Luftvolumens, was mit einer Kompressoranlage zu bewerkstelligen ist. Druckwasserkessel mit Gaspolster werden wegen möglicher Entgasungsvorgänge bei Abwasserdruckleitungen selten eingesetzt.

### 3.2.2 Be- und Entlüftungsventile, Nachsaugereinrichtungen

Eine Druckabsenkung kann man auch dadurch eingrenzen, daß entlang der Leitung an definierten Stellen, Belüftungsventile in Schachtbauwerken angeordnet werden. Be- und Entlüftungsventile sind aus betrieblichen Erwägungen an allen Hochpunkten erforderlich. Der Be- und Entlüftungsvorgang wird numerisch als Düsenströmung unter Zugrundelegung einer adiabatischen ( $n = 1.4$ ) Zustandsänderung erfaßt.

In dem Bild 5 wird die Druckbegrenzung durch Belüftungsventile bei einem Pumpenausfall dokumentiert. Zu beachten ist hier, daß Luft in die Leitung eingesaugt wird, die sicherlich nicht bei einer steigenden Leitung an dem Belüftungsort verbleibt. Das transiente Verhalten dieser eingesaugten Luftmenge läßt sich numerisch kaum exakt erfassen, hier ist noch Forschungsbedarf angezeigt. Bei einem erneuten Pumpenstart ist darauf zu achten, daß die Luft wieder langsam entweicht.

An Hochpunkten wird die Luft wieder aus den sich hier befindenden Be- und Entlüftungsventilen ausgeblasen. Es muß dafür Sorge getragen werden, daß dies durch die erheblich kleinere Entlüftungsöffnung langsam geschieht. Auf jeden Fall müssen diese komplexen Strömungsvorgänge sorgfältig analysiert werden. Man erkennt aus dem Bild 5 sehr deutlich, daß diese Maßnahme die einwandfreie Funktionstüchtigkeit aller Belüftungsventile voraussetzt. Hier ist eine sorgfältige Wartung angezeigt.



Diese Maßnahme ist zweckmäßig nur dann zu empfehlen, wenn eine langsame Be- und Außerbetriebnahme der Pumpen mit einer Drehzahlregelung und/oder durch eine gesteuerte druckseitige Armatur möglich ist. Bei normalen Steuervorgängen sollte man sicherstellen, daß das Leitungsprofil nicht angeschnitten wird. Eine Belüftung der Leitung findet somit nur bei einem Pumpenausfall statt.

Im Bereich des Pumpenhauses kann eine um die Pumpen geführte Bypass-Leitung mit Rückschlagklappe (Nachsaugereinrichtung) zur Vermeidung von Unterdrücken zweckmäßig sein.

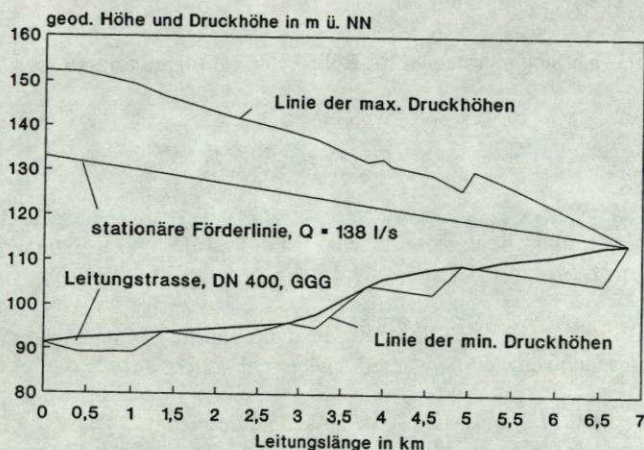


Bild 5: Zur Druckstoßsicherung mit Belüftungsventilen

### 3.2.3 Kombinierte Maßnahmen

Es ist ohne weiteres auch möglich, Dämpfungsmaßnahmen zu kombinieren. Jede Vergrößerung der Schwungmasse führt zu einer Dämpfung der Druckabsenkung. Hierdurch wird die Auslaufzeit der Pumpe vergrößert und es lassen sich die Schließzeiten der Rückflußverhinderer hiernach besser anpassen. Dies kann zur Vermeidung der bekannten Klappenschläge beitragen.



---

#### 4. Schlußfolgerungen

In diesem Beitrag wurde dargelegt, daß schon bei der Planung einer Abwasserdruckleitung instationäre Strömungszustände zur Festlegung von Druckstoßsicherungsmaßnahmen unbedingt untersucht werden müssen. Die Auswahl einer geeigneten Dämpfungsmaßnahme muß für jede Anlage in einem iterativen Entscheidungsprozeß erfolgen.

#### Schrifttum:

- /1/ Horlacher, H.-B., Lüdecke, H.-J.: Strömungsberechnung von Rohrleitungssystemen, Expert Verlag, Ehningen, 1992
- /2/ Horlacher, H.-B.: Steuerstrategien für Rohrsysteme Vulkanverlag, Essen, 1989
- /3/ Wylie, E.B., Streeter, V.L.: Fluid Transients in Systems Prentice-Hall, London, 1993
- /4/ Zielke, W.: Elektronische Berechnung von Rohr- und Gerinneströmungen Schmidt Verlag, Berlin, 1974
- /5/ ATV Arbeitsblatt A 110, Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen
- /6/ DVGW Merkblatt W 303, Dynamische Druckänderungen in Wasserversorgungsanlagen



# **Drehbogen – hydraulische Grundlagen der Steuerung**

**Carsten Cherubim, TU Dresden**

Vortrag beim Wasserbau-Kolloquium '95 an der TU Dresden am 12. Oktober 1995

## **Gliederung**

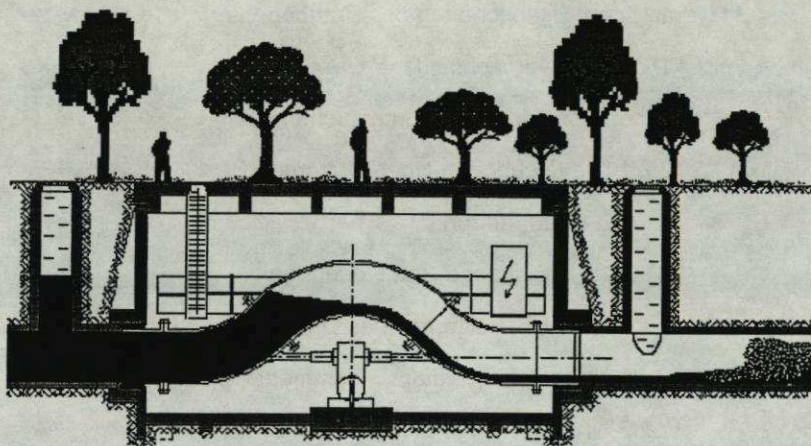
- 1 Einführung, Beschreibung des Drehbogens
- 2 Hydraulische Eigenschaften des Drehbogens
  - 2.1 Die Modellversuchsanlage
  - 2.2 Ergebnisse der Modelluntersuchungen
    - 2.2.1 Die Drehbogen-Überfallströmung
      - 2.2.1.1 Einführung
      - 2.2.1.2 Bisherige Untersuchungen
      - 2.2.1.3 Überfallformel des Drehbogens
      - 2.2.1.4 Heber und unvollkommener Überfall
    - 2.2.2 Druckverlust im horizontalen Drehbogen
    - 2.2.3 Strömung vor und nach dem Drehbogen
- 3 Fiktiver Anwendungsfall
- 4 Der Drehbogen als Abflußmeßbauwerk
- 5 Literatur



## 1 Einführung, Beschreibung des Drehbogens

Ingenieurtechnischer Umweltschutz. Die Abflußsteuerung in Kanalisationsystemen ermöglicht eine effizientere Ausnutzung der Leitungsnetze. Ziel ist es, die Verschmutzung der natürlichen Gewässer durch die Menschheit zu minimieren. Der Drehbogen eignet sich aufgrund seiner im folgenden erläuterten Eigenschaften hervorragend zur Steuerung des Abwasserflusses.

Patentinhaber der Drehbogenidee ist der Ingenieur Kupczik aus Hamburg. Im Rahmen der Entwicklung und Praxiserprobung erfolgen an der Technischen Universität Dresden seit Juni 1992 umfangreiche Arbeiten. In diesem Vortrag sollen einige Ergebnisse der hydraulischen Modelluntersuchungen vorgestellt werden. Im anschließenden Beitrag „Drehbogen – Pilotprojekt in Dresden-Leuben“ von M. Barth werden die abwasserspezifischen Eigenschaften des Drehbogens und Erfahrungen mit dem Prototyp erläutert. Über instationäre Strömungen im Zusammenhang mit Drehbogen berichtet der Vortrag „Hydromechanische Grundlagen der Schwallspülung“ von D. Aigner. Das Drehbogenprojekt wird von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt gefördert.



*Bild 1: Angehobener Drehbogen. Der stromaufliegende Mischwasserkanal wird als Retentionsvolumen genutzt.*

Der Drehbogen ist ein hydraulisches Steuer- bzw. Regelorgan für Freispiegelleitungen, insbesondere der Abwasserkanalisation. Sein Funktionsprinzip beruht auf dem Anheben bzw. Absenken der Rohrsohle infolge Drehung einer Auslenkung um die Rohrachse der anschließenden Leitung (Bild 1). Das hydraulische Wirkprinzip ist dem einer beweglichen Wehrklappe ähnlich. Es lassen sich mit dem Drehbogen der Oberwasserstand und der Durchfluß steuern.



Die Verbindung der starren Leitung mit dem um  $\pm 45^\circ$  verdrehbaren Bogen erfolgt jeweils durch beidseitig fest angeflanschte, elastisch verformbare Kunststoffrohre, sogenannte Torsionskompensatoren.

Die gegenüber herkömmlichen Steuerorganen vorteilhaftesten Eigenschaften des Drehbogens sind:

- Die mechanischen Bauteile kommen nicht mit dem Abwasser in Berührung.
- Der volle Durchflußquerschnitt bleibt stets erhalten.
- Es existiert eine eindeutige Beziehung zwischen dem Abfluß und dem Wasserstand vor dem Drehbogen (Möglichkeit der Durchflußmessung).
- Eine sichere und exakte Steuerung ist auch im angestauten Betriebszustand möglich.

## 2 Hydraulische Eigenschaften des Drehbogens

### 2.1 Die Modellversuchsanlage

Die hydraulische Untersuchung des Drehbogens erfolgte am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden. Dazu wurde im Hubert-Engels-Laboratorium ein ca. 30 m langes Modell einer Abwasserleitung (Kreisprofil DN 200) aus Acrylglas aufgebaut.

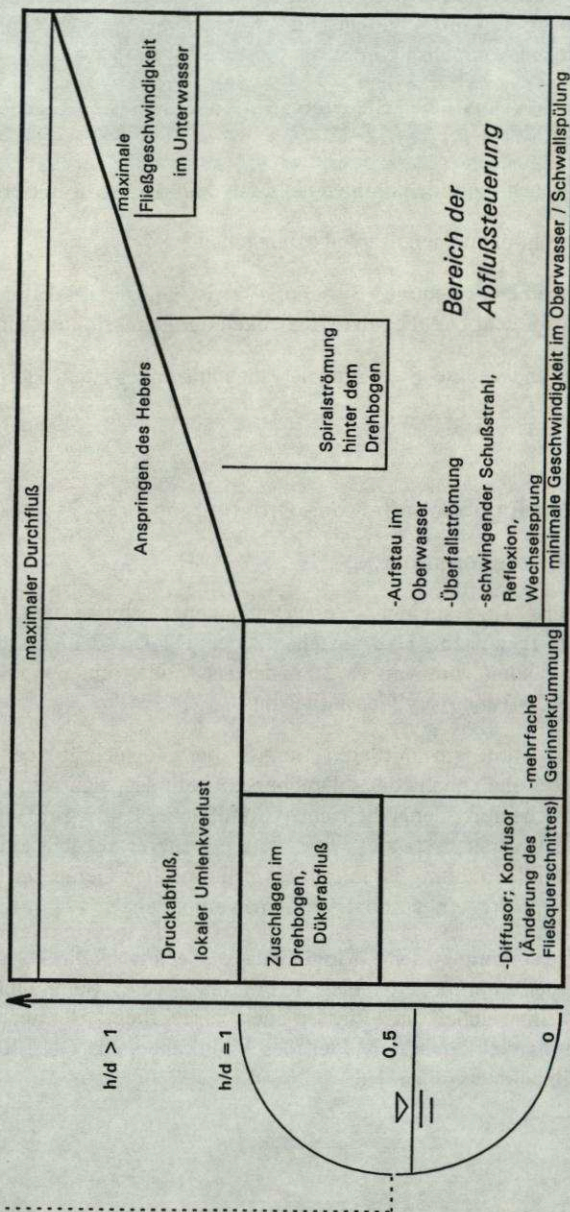
Der Drehbogen wurde im mittleren Bereich der Versuchsanlage angeordnet. Unmittelbar vor und nach dem Drehbogen befindet sich ein dem ATV-Regelschacht nachempfundener Schacht (Grundfläche:  $0,4 \times 0,4 \text{ m}^2$ ). Am Anfang und am Ende des Versuchsstandes wurde je ein weiterer Schacht eingebaut. Der erste Schacht in Fließrichtung ist mit einem zylindrischen Gefäß der Grundfläche  $1 \text{ m}^2$  zwecks Simulation eines Kanalstauraums verbunden.

Die Wasserversorgung der Modellanlage erfolgt direkt mit einer drehzahlgeregelten Pumpe (0 bis 60 l/s) aus dem Sammelbehälter des Laboratoriums, in welchen das Wasser auch zurückfließt. Betrachtet man den Versuchsstand als verkleinertes Modell des Pilotdrehbogens DN 1200, so ergibt sich ein Modellmaßstab von ca. 1:6.



# **Übersicht: Hydraulische Erscheinungen im Drehbogen** bei stationärem Betrieb und Normalabfluß im Unterwasser (Durchfluß und Bogenstellung konstant)

Relative Füllhöhe  $h/d$   
bei Normalabfluß



-5 bis -2	0 (horizontal)	5 bis 10	40 bis 50	75 bis 85	90 (vertikal)
-----------	----------------	----------	-----------	-----------	---------------

Bogenstellung  $\beta$  in °

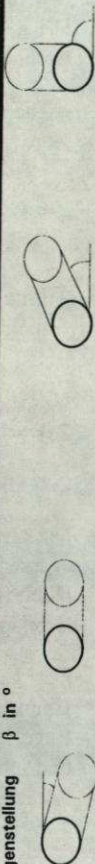


Bild 2: Übersicht der hydraulischen Erscheinungen im Drehbogen.



## 2.2 Ergebnisse der Modelluntersuchungen

Der Drehbogen eignet sich aufgrund seiner hydraulischen Wirkungsweise als Steuerorgan für den Abfluß und den Wasserstand in Freispiegleleitungen.

Es treten in Abhängigkeit vom Bogenstellwinkel  $\beta$  gegenüber der Horizontalen und dem Durchfluß  $Q$  die in Bild 2 dargestellten stationären Strömungssituationen auf. Im folgenden sollen die wichtigsten dieser Strömungserscheinungen näher betrachtet werden. Drehbogenstellungen unterhalb der horizontalen Ebene wurden im Modell ebenfalls untersucht, sind aber praktisch bedeutungslos und weisen keine besonderen Strömungsformen auf.

### 2.2.1 Die Drehbogen-Überfallströmung

#### 2.2.1.1 Einführung

In angehobener Stellung ( $0 < \beta \leq 90^\circ$ ) ermöglicht der Drehbogen die Abflußsteuerung. Er beeinflusst den Oberwasserstand und den Abfluß ins Unterwasser durch seine Wirkung als Überfallbauwerk mit veränderlicher Höhe der Überfallkrone ähnlich einer beweglichen Wehrklappe (Bild 3).

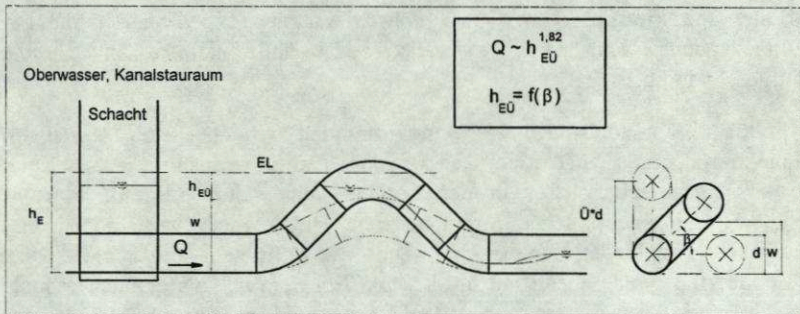


Bild 3: Prinzip der Abflußsteuerung; Definitionen.

Die Überfallströmung im Drehbogen weist aufgrund dessen, daß sie in einem mehrfach gekrümmten Kreisrohr auftritt, eine Reihe von Besonderheiten auf, die gemeinsam bisher im Wasserwesen nicht vorkamen und daher ebensowenig untersucht worden sind (Bild 4):

- elliptisch ausgerundete Überfallkrone mit kreisförmigem Querschnitt
- fehlende Kontraktion der Strömung vor dem Überfall und somit Auftreten hoher Zulaufgeschwindigkeiten



- horizontale Strömungsumlenkung im Bereich der Überfallkrone (falls  $\beta < 90^\circ$ ) und damit komplizierter räumlicher Strömungsverlauf.

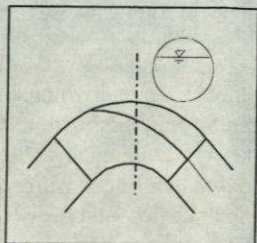


Bild 4: Die besondere Geometrie der Drehbogen-Überfallströmung.

### 2.2.1.2 Bisherige Untersuchungen

In der Literatur beschriebene Strömungen sind der Überfallströmung im Drehbogen nur in einzelnen Eigenschaften ähnlich.

Stauß, v. Sanden (1926, 1937, 1939) und später weitere Autoren (z. B. Stevens, 1957; Bos, 1978 - zusammenfassend -) beschäftigten sich mit scharfkantigen Überfällen mit kreisförmigem Querschnitt. Sie fanden experimentell und mit vereinfachenden Annahmen theoretisch Überfallformeln für geringe Zulaufgeschwindigkeiten.

Als Endüberfall (Endabsturz) wird eine Strömung bezeichnet, die aus einem Gerinne kommend an einer in der Regel senkrechten Stufe abstürzt. Als Beispiel wäre ein waagrechtes, frei in der Luft ausmündendes, teilgefülltes Rohr vorstellbar. Bei einer solchen Strömung treten hohe, nicht vernachlässigbare Zulaufgeschwindigkeiten, und ein Fließwechsel vom Strömen zum Schießen auf. Der Endüberfall wurde zuerst ausführlich von Rouse (1932) untersucht. Damals wie auch später bei weiteren Autoren (z. B. Delleur 1956; Montes 1992; Marchi 1993; Gupta 1993; Hager 1993a) waren hauptsächlich rechteckige und trapezförmige Zulaufgerinne Untersuchungsgegenstand. Als Ergebnis dieser Arbeiten läßt sich feststellen, daß die Strömung weitestgehend bekannt ist und eine zur Durchflußmessung geeignete Beziehung zwischen Abfluß und Wassertiefe im Endquerschnitt existiert. Leider liegen zur Problematik des Ausflusses aus Kreisrohren ähnlich detaillierte Ergebnisse nicht vor. Hager (1993b) gibt dazu eine Übersicht.



### 2.2.1.3 Überfallformel des Drehbogens

Die Abflußsteuerung mittels Drehbogen beruht auf der Abhängigkeit des Abflusses  $Q$  von der Energieüberfallhöhe  $h_{EÜ}$  (Bild 3):

$$Q = f(h_{EÜ})$$

wobei die Energieüberfallhöhe durch die Wahl des Bogenstellungswinkels  $\beta$  beeinflusst werden kann.

$$h_{EÜ} = h_E - w \quad (1)$$

$$w = \ddot{U} \cdot d \cdot \sin \beta \quad (2)$$

Im Hinblick auf den Einsatz des Drehbogens in der Abwasserkanalisation wurde die Wasserstands-Abfluß-Funktion zwischen der Wasserspiegelhöhe  $h$  über der Rohrsohle im Schacht vor dem Drehbogen und dem Abfluß  $Q$  im Drehbogen empirisch ermittelt:

$$Q = C(\beta) \cdot d^{0,68} \cdot h_{EÜ}^{1,82} \quad (3)$$

mit

$$h_{EÜ} = h - \ddot{U} \cdot d \cdot \sin(\beta) + \frac{8 \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot d^4} \quad (4)$$

und dem Überfallbeiwert  $C$  als Funktion des Drehbogenstellwinkels  $\beta$ :

$$C(\beta) = \sqrt{g} \cdot (0,0351 \cdot \ln(40 \cdot \beta + 1) + 0,370) \quad (\beta \text{ in rad}) \quad (5)$$

wobei sich $C(\beta)$ zwischen	$1,159 \frac{\text{m}^{0,5}}{\text{s}}$	für $\beta = 0^\circ$
und	$1,616 \frac{\text{m}^{0,5}}{\text{s}}$	für $\beta = 90^\circ$ ergibt.

Ein Bezug des Abflusses auf die Energieüberfallhöhe  $Q = f(h_{EÜ})$  erweist sich, wie weiter unten noch gezeigt wird, als sinnvoll.

Die Abnahme des Überfallbeiwertes  $C$  (Gleichung (5)) mit kleiner werdendem Stellungswinkel  $\beta$  ist infolge der dabei größer werdenden horizontalen Strömungsumlenkung im Bereich der Überfallkrone und der Verringerung der Neigung des Überfallrückens plausibel. Ein Überfallbeiwert für  $\beta = 0^\circ$



(horizontale Bogenstellung) ist eigentlich nicht sinnvoll, da in einer horizontalen Leitung kein Überfall auftritt. Der Wert ist als unterer Grenzwert zu verstehen, denn eine Überfallströmung stellt sich je nach Durchfluß schon bei Bogenstellungen von  $\beta = 2^\circ \dots 5^\circ$  ein.

Im Bild 5 sind die Überfallhöhe  $h_0$  und die Überfallenergiehöhe  $h_{E0}$  als Funktionen des Abflusses jeweils dimensionslos dargestellt. Dies widerspiegelt die Verteilung der potentiellen ( $h_0$ ) und kinetischen Energiehöhe ( $h_{E0} - h_0$ ) vor der Überfallkrone.

Das Maximum der Überfallhöhe  $h_{0\max}$  tritt in Abhängigkeit vom Stellungswinkel bei einem relativ großen  $Q_{\max}$  auf und wird in der Praxis sehr selten erreicht werden.

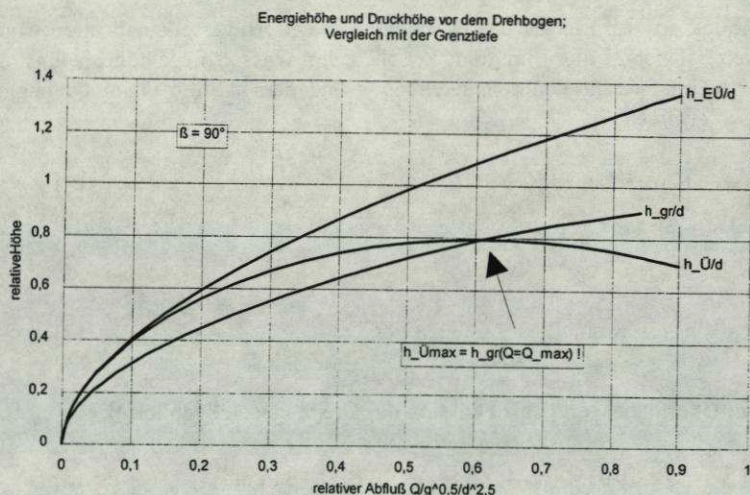


Bild 5: Verhältnis von potentieller und kinetische Energie vor der Überfallkrone.

Der Extremwert läßt sich aus Gleichung (3) ableiten und konnte auch im Versuchsstand nachgewiesen werden:

$$\frac{h_{0\max}}{d} = f(Q_{\max}; \beta) = 1,0223 \dots 0,7948 \quad (6)$$



$$\frac{Q_{\max}}{\sqrt{g \cdot d^{2,5}}} = 0,7309 \cdot \left( \frac{1}{C(\beta)} \right)^{\frac{1}{2,6399}} = 0,6912 \dots 0,6094 \quad (7)$$

Dieser **Extremwert der Überfallcharakteristik** ist bisher bei keiner anderen Überfallströmung beobachtet worden.

Interessanterweise ist im Fall der senkrechten Bogenstellung  $\beta = 90^\circ$  festzustellen, daß die maximale Überfallhöhe  $h_{U\max}$  mit der Grenztiefe  $h_{gr}$  für gerade Stromlinien bei einem Abfluß gleich  $Q_{\max}$  übereinstimmt:

$$h_{U\max} = h_{gr}(Q = Q_{\max}) \quad (8)$$

#### 2.2.1.4 Heber und unvollkommener Überfall

Das Auftreten der Überfallströmung setzt eine Belüftung des Rohrleitungsvolumens über dem Überfallstrahl voraus. In den meisten Betriebsfällen erfolgt die Belüftung vom Unterwasser her. Im Fall des fehlenden oder ungenügenden Luftzutritts zum Überfallstrahl (z. B. bei Rückstau oder Rohrvollfüllung) stellt sich auch im angehobenen Drehbogen Druckabfluß ein. In diesem Zustand wirkt der Drehbogen als Heberleitung, für welche die Gesetze der Druckrohrströmung gelten und die Bogenstellung keinen Einfluß auf Abfluß oder Oberwasserstand ausübt. Die Heberwirkung bleibt solange erhalten, bis der Wasserstand im Oberwasser so weit absinkt, daß eine Belüftung des Drehbogens durch die oberwasserseitige Rohrleitung erfolgen kann und der Abfluß schlagartig unterbrochen wird.

Aus der Sicht der Abflußsteuerung ist die Heberwirkung unerwünscht. Sie läßt sich vermeiden, indem im Bogenscheitel eine ständige Belüftungsmöglichkeit angebracht wird.

Im Fall der Belüftung des Bogenscheitels stellt sich bei entsprechend hohem Unterwasserstand eine unvollkommene Überfallströmung ein. Der Abfluß, der beim vollkommenen Überfall lediglich vom Oberwasser beeinflusst wird, ist beim unvollkommenen Überfall zusätzlich von den Unterwasserverhältnissen abhängig und verringert sich gegenüber dem Abfluß bei vollkommenem Überfall und gleicher Überfallenergiehöhe im Oberwasser. Der unvollkommene Überfall beim Drehbogen verhält sich qualitativ und quantitativ ähnlich wie der selbe beim breitkronigen Wehr. Er tritt nur bei relativ hohen Unterwasserständen über der Überfallkrone auf.



### 2.2.2 Druckverlust im horizontalen Drehbogen

Der Drehbogen in horizontaler Stellung ( $\beta = 0^\circ$ ) unterscheidet sich in seiner hydraulischen Wirkungsweise nicht von einer gewöhnlichen Abwasserleitung. Die Strömung wird also nicht wesentlich durch den Drehbogen beeinflusst. Im Praxiseinsatz von Drehbogen in horizontaler Stellung ist demzufolge kein besonderer Betriebs- oder Wartungsaufwand zu erwarten.

Infolge von Zentrifugalkräften erfolgt die in Krümmungen übliche Veränderung des Geschwindigkeits- und Druckprofils im Fließquerschnitt. Diese Diskontinuitäten in Geschwindigkeits- und Druckverteilung bewirken einen **lokalen Umlenkverlust**.

Die lokale Verlusthöhe  $h_v$  ergibt sich aus dem empirischen Verlustbeiwert  $\zeta$  und der Geschwindigkeitshöhe zu:

$$h_v = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (9)$$

Der Verlustbeiwert im Drehbogen als dreifacher Krümmer ist aufgrund einer gegenseitigen Beeinflussung der drei Einzelkrümmer geringer als die Summe der Verlustbeiwerte dreier äquivalenter, jedoch einzeln angeordneter Krümmer.

Aus Meßwerten am Modell konnte ein Abminderungsfaktor  $B = 0,7$  ermittelt werden, der das Zusammenwirken der drei Krümmer widerspiegelt. Damit ergibt sich der Verlustbeiwert des Drehbogens  $\zeta_{DB}$  aus der Summe der drei Einzelkrümmerverlustbeiwerte:

$$\zeta_{DB} = 0,7 (\zeta_{K1} + \zeta_{K2} + \zeta_{K3}) \quad (10)$$

Im Drehbogenmodell DN 200 wurde der Verlustbeiwert  $\zeta_{DB} \approx 0,36$  ermittelt.

Die Stellung des Drehbogens ( $\beta$ ) ist ohne Einfluß auf die Größe des Verlustbeiwertes bei Druckabfluß.

### 2.2.3 Strömung vor und nach dem Drehbogen

Im Oberwasser des Drehbogens wird die Strömung bei horizontaler Drehbogenstellung nicht wesentlich beeinflusst. Bei angehobenen Drehbogenstellungen ( $\beta > 0^\circ$ ) kommt es zum Aufstau und zu verminderten Fließgeschwindigkeiten. Dabei sedimentierende Inhaltsstoffe können durch ein



schnelles Absenken des Drehbogens (Schwallspülung) leicht wieder remobilisiert werden. Angehobene Drehbogenstellungen treten normalerweise nur kurzzeitig (wenige Stunden) auf, so daß sich die Ablagerungen nicht verfestigen.

Im Unterwasser treten erhöhte Fließgeschwindigkeiten und Energieumwandlungsprozesse auf, wenn sich der Drehbogen in einer angehobenen Stellung ( $\beta > 0^\circ$ ) befindet. Die potentielle Energie des über der Rohrsohle aufgestauten Wassers wird auf dem Überfallrückén des Drehbogens in kinetische Energie, d.h. erhöhte Fließgeschwindigkeit, umgewandelt. Die Fließgeschwindigkeit unmittelbar nach dem Drehbogen läßt sich mit der Bernoulli-Gleichung berechnen. Die **maximale Geschwindigkeit** tritt bei senkrechter Bogenstellung unmittelbar nach dem Drehbogen auf:

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot h_E} \quad (11)$$

$$h_E = \ddot{U} \cdot d \cdot \sin \beta + \left( \frac{Q}{d^{0,68} \cdot \sqrt{g} \cdot (0,0351 \cdot \ln(40 \cdot \beta + 1) + 0,370)} \right)^{\frac{1}{1,82}} \quad (12)$$

Die Übereinstimmung dieser Gleichung mit Meßwerten unmittelbar nach dem Drehbogen ist sehr gut. Die Überhöhung  $\ddot{U}$  und der Durchmesser  $d$  erweisen sich als die wesentlichsten Einflußfaktoren auf die Maximalgeschwindigkeit. Die erhöhten Geschwindigkeiten stellen eine stärkere Beanspruchung des Rohrmaterials dar. Die senkrechte Drehbogenstellung tritt normalerweise nur selten und kurzzeitig auf.

Die Strecke des Bereiches mit erhöhten Geschwindigkeiten hinter dem Drehbogen hat die Größenordnung des 100fachen Durchmessers. Bis zu welcher Entfernung vom Drehbogen die erhöhten Geschwindigkeiten im Unterwasser erhalten bleiben, ist vom Verlauf der **Energiedissipation** abhängig.

Die kinetische Energie des Schußstrahls unmittelbar nach dem Drehbogen geht mittels verschiedener Strömungsformen größtenteils in Wärmeenergie über, wobei das Auftreten der unterschiedlichen Strömungsformen von den variablen Größen Bogenstellung  $\beta$  und Abfluß  $Q$  abhängt, wenn Normalabfluß im Unterwasser vorausgesetzt wird (Bild 6).

Die beobachteten Strömungsformen des Schußstrahls sind:

- schräge Wechselsprünge
- Spiralströmung
- horizontal schwingender Schußstrahl



- gewöhnlicher, gerader Schußstrahl.

Beim Auftreffen der schießenden Strömung auf die Rohrwand unter relativ großem spitzen Winkel wird der Schußstrahl reflektiert, und es entsteht eine dem Wechselsprung mit Deckwalze ähnliche Strömungsform, welche sich schräg zur Rohrachse ausbildet. Diese Strömungsform wird von Naudascher (1987) als schräger Wechselsprung bezeichnet. Die Bezeichnung schräger „Wechselsprung“ ist einerseits aufgrund der visuellen Erscheinung naheliegend, andererseits jedoch irreführend, da kein Übergang vom schießenden zum strömenden Abfluß erfolgt, sondern nur ein Teil der kinetischen Energie dissipiert wird. Mitunter treten auch zwei oder drei schräge Wechselsprünge nacheinander auf.

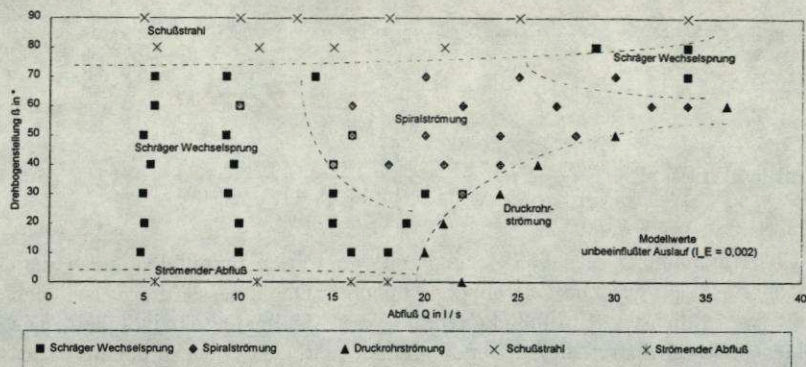


Bild 6: Strömungsformen der Energieumwandlung unmittelbar nach dem Drehbogen.

Im Fall des Auftreffens der schießenden Strömung auf die Rohrwand unter relativ kleinem spitzen Winkel erfolgt eine Ablenkung des Schußstrahls in vertikaler Richtung, ähnlich der bei von Talsperren bekannten Hochwasserüberfällen mit Sprungschanze. Der Schußstrahl setzt sich an der Rohrwand spiralartig so lange fort, bis die Erdbeschleunigung größer als die Zentrifugalbeschleunigung wird und die Strömung vom oberen Bereich der Rohrwand herabstürzt. Beschreibungen dieser als „Spiralströmung“ bezeichneten Strömungsform sind aus der Literatur nicht bekannt. In der Spiralströmung findet eine sehr intensive Energiedissipation statt. Der Übergang vom schrägen Wechselsprung zur Spiralströmung verläuft allmählich (Bild 7).

Der Anteil der im schwingenden Schußstrahl dissipierten Energie ist gering. Das "Schwingen" des Schußstrahls kommt durch die Umlenkung der noch gering vorhandenen horizontalen, quer zur Rohrachse gerichteten Geschwindigkeitskomponente zustande.



Als Abschluß der verschiedenen schießenden Strömungsverläufe erfolgt der Übergang zum strömenden Abfluß im Unterwasser mittels Wechselsprung.

Die Unterwasserströmung bei senkrechter Bogenstellung entspricht einem gewöhnlichen Schußstrahl mit anschließendem Wechselsprung mit Deckwalze. Mit Hilfe der Differentialgleichung der Wasserspiegellage und dem Stützkraftsatz lassen sich diese Strömungsformen mathematisch modellieren, wobei die komplizierten geometrischen Verhältnisse des kreisabschnittsförmigen Fließquerschnittes Näherungs- bzw. iterative Lösungsverfahren erfordern. Die Entfernung des Wechselsprungs vom Drehbogen wird bei senkrechter Bogenstellung maximal. Mit Hilfe der oben genannten Berechnungsgrundlagen kann somit die maximale Ausdehnung des Bereiches der erhöhten Energiedissipation in Abhängigkeit von Unterwasserstand, Gerinneparametern (Rauheit, Gefälle, Durchmesser), Drehbogenparametern (Durchmesser, Überhöhung) und Abfluß bestimmt werden.

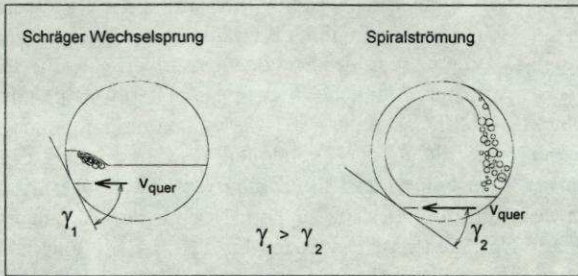


Bild 7: Winkel zwischen dem mittleren Fließgeschwindigkeitsvektor und der Rohrwand bei schrägem Wechselsprung und Spiralströmung.

Im Bereich nach dem Drehbogen ist aufgrund der hohen Turbulenz und Geschwindigkeit der Strömung eine hohe Reinigungskraft vorhanden. Gleichzeitig wird das Wasser intensiv belüftet.

### 3 Fiktiver Anwendungsfall

Die hydraulische Leistungsfähigkeit des Drehbogens soll an folgendem Beispiel demonstriert werden. Der Drehbogen wird als Regelorgan in einer Mischkanalisation eingesetzt. Stromauf befindet sich ein Stauraumkanal bzw. ein Regenbecken mit Entlastungsbauwerk (RÜ - Regenüberlauf). Üblicherweise wird im Starkregenfall der Zufluß zum Regenbecken größer als der zulässige Abfluß sein. Durch allmähliches Anheben des Drehbogens (relativ zum Beckenwasserspiegel) kann ein beliebiger Abfluß, der kleiner als der Zufluß ist,



eingestellt werden. Dabei füllt sich das Regenbecken und wirkt als Retentionsvolumen. Andererseits kann durch relatives Absenken des Drehbogens der Abfluß vergrößert werden. Die dabei auftretenden Grenzwerte sind im Bild 8 als Kurven dargestellt und sollen im folgenden erläutert werden. Die linke Bildhälfte enthält Skizzen zur Veranschaulichung des Sachverhaltes, in der rechten Bildhälfte ist die Abhängigkeit von Abfluß und Wasserstand im Regenbecken (bzw. vor dem Drehbogen) dimensionslos dargestellt. Es wird von einer zeitlich nicht bzw. nur wenig veränderlichen Strömung ausgegangen. Die von den vier Grenzkurven eingeschlossene Punktmenge ( $h/d$ ,  $Q/Q_s$ ) kennzeichnet die Möglichkeiten der Abflußsteuerung. Die vier im Diagramm eingezeichneten Grenzkurven sind:

- 1. Überfallcharakteristik des senkrechten Drehbogens (bzw. von Drehbogen und Regenüberlauf):** Falls der Drehbogen die senkrechte Stellung erreicht, stellt sich der Abfluß entsprechend dem Beckenwasserspiegel und der Überfallcharakteristik ein. Der Drehbogen läuft praktisch über, ohne daß die Möglichkeit der weiteren Abflußreduzierung besteht. Dies wird in der Regel ein unerwünschter Betriebsfall sein. Man kann ihn durch die Anordnung eines Regenüberlaufs vermeiden. Die Bemessung des Entlastungsbauwerkes sollte so erfolgen, daß entweder a) der maximal mögliche Beckenwasserstand kleiner als die Drehbogenüberhöhung ( $\bar{U}-d$ ) ist oder b) der maximal mögliche Beckenwasserstand kleiner bzw. gleich der Drehbogenüberhöhung plus der Überfallhöhe bei einem maximal zulässigen Abfluß über den Drehbogen (oft der zweifache Schmutzwasserabfluß  $2 \cdot Q_s$ ) ist. Im Fall a) kann der Abfluß in jedem Betriebsfall bis auf Null gedrosselt werden, im Fall b) bis auf den maximal zulässigen Abfluß.
- 2. Anspringen des Hebers:** Die Steuerfähigkeit des Drehbogens bleibt erhalten bis die Heberwirkung einsetzt. Wie im Bild 8 ersichtlich, kann der Drehbogen Abflüsse bis ungefähr zum doppelten Vollfüllungsabfluß steuern (eine entsprechende Belüftung des Drehbogens wird vorausgesetzt; s. auch Bolrich et al. 1993). In einem solchen Anwendungsfall könnte die Drehbogen-Nennweite geringer bemessen werden als die der Unterwasserleitung. Damit können Kostenreduzierungen möglich werden.
- 3. Teilfüllungskurve nach ATV:** In horizontaler Stellung fließt ein gegebener Abfluß immer mit einer bestimmten Füllhöhe ab, bzw. bei einem Wasserstand oberstrom kleiner als der Leitungsdurchmesser  $d$  wird der maximal mögliche Durchfluß durch die Teilfüllungskurve definiert.
- 4. Ordinatenachse:** Negative Abflüsse ( $Q < 0$ ) sind unrealistisch.



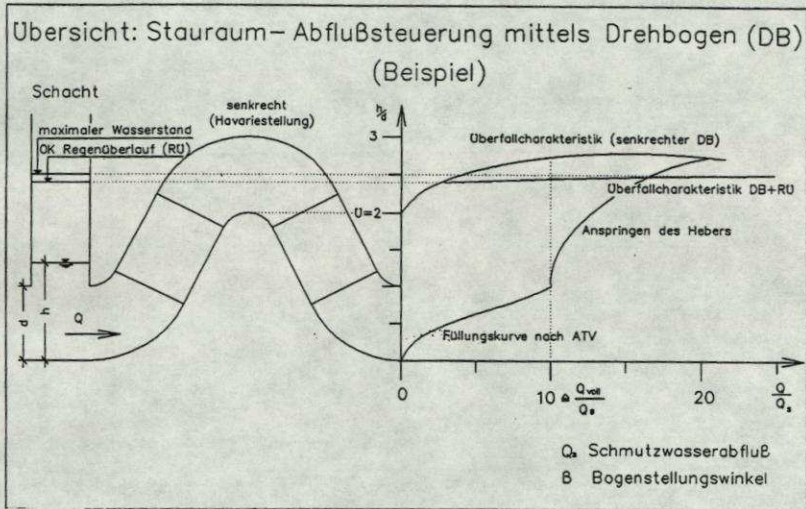


Bild 8: Hydraulische Leistungsfähigkeit des Drehbogens.

#### 4 Der Drehbogen als Abflußmeßbauwerk

In angehobenen Drehbogenstellungen, die im Fall der Abflußsteuerung auftreten, kann der Drehbogen gleichzeitig zur Messung des Durchflusses benutzt werden. Des Meßprinzip entspricht dann dem eines Wehres, aus Oberwasserstand und Überfallfunktion wird der Abfluß bestimmt. Für Perioden, in denen der Abfluß nicht beeinflusst zu werden braucht (z. B. Trockenwetter), ist die horizontale Drehbogenstellung vorgesehen, in welcher der Drehbogen einer gekrümmten Abwasserleitung gleicht.

Ein geringfügiges Anheben des Drehbogens aus der Horizontalen auf 3 bis 5° (je nach Durchfluß) erzeugt einen Fließwechsel. Somit läßt sich ähnlich wie mit einem Venturiekanal der Durchfluß aus dem Oberwasserstand und der Abflußfunktion (Schlüsselkurve,  $Q = f(h)$ ) bestimmen. Eventuell oberstrom entstehende Ablagerungen können durch Absenken des Drehbogens regelmäßig und einfach entfernt werden.

Etwas problematischer als bei einem Venturie-Meßbauwerk scheint die Ermittlung der Abflußfunktion zu sein. Auf Grund der gekrümmten Strombahnen kommen derzeit nur empirische Verfahren dafür in Frage. Der Entwicklungsstand der numerischen Strömungsmechanik läßt jedoch erwarten, daß in Zukunft auch die Methode der mathematischen Simulation solcher Probleme verfügbar sein wird.



Die in Bild 9 dargestellte Abflußfunktion wurde aus Modellmeßwerten ermittelt. Sie entspricht der Überfallgleichung (Gl. (3)) für einen Stellungswinkel  $\beta = 5^\circ$ .

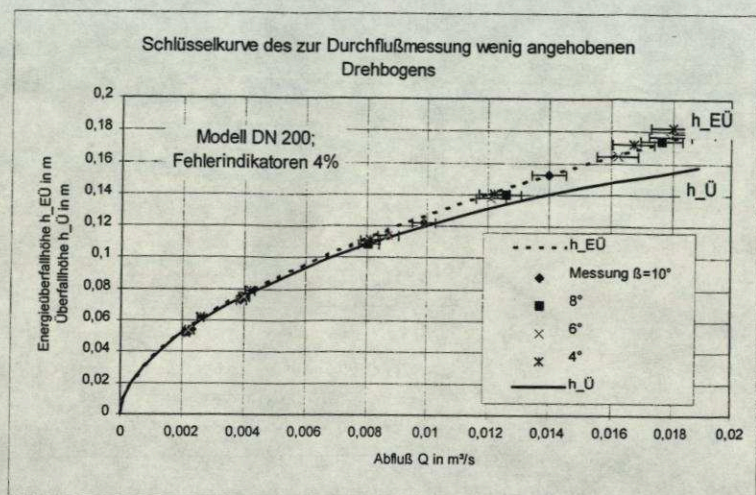


Bild 9: Abflußkurve des Drehbogens als Abflußmeßbauwerk.

## 5 Literatur

- Bolrich, G.; Aigner, D.; Cherubim, C.: (1993) Hydraulische Modellversuche zur Untersuchung des Drehbogens. Abschlußbericht, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 1993.
- Bos, M. G.: (1978) Discharge measurement structures. International Institute for Land, Reclamation and Improvement (ILRI). Wageningen (Netherlands), 1978.
- Delleur, J. W.; Dooge, J. C.; Gent, K. W.: (1956) Influence of slope and roughness on the free overfall. In: J. Hyd. Div., ASCE, 82(1956)HY4. - pp. 30-35
- Greve, F. W.: (1924) Semi-circular weirs calibrated at Purdue University. In: Engineering News-Record. 93(1924)5.
- Gulliver, G. H.: (1909) On the discharge of water from circular weirs and orifices. In: Engineering. 87(8. Jan. 1909).
- Gupta, R. D.; Jamil, M.; Mohsin, M.: (1993) Discharge prediction in smooth trapezoidal free overfall - (positive, zero and negative slopes). In: Proc. ASCE, Journal of Irrigation and Drainage Engineering. 119(1993) March/April.
- Hager, W. H.: (1993a) Abflußverhältnisse beim Endüberfall. In: Österreichische Wasserwirtschaft. 45(1993)1/2.



- Hager, W. H.: (1993b) Ausfluß aus Rohren. In: Korrespondenz Abwasser. 40(1993)2.
- Knapp, F. H.: (1960) Ausfluß, Überfall und Durchfluß im Wasserbau. Karlsruhe: G. Braun, 1960.
- Kupczik, G.: (1993) Neue Wege der Abwassersteuerung in Kanalnetzen. Bericht der Kupczik Umwelttechnik GmbH, Hamburg, 1993.
- Lützner, K.; Gebhard, V.; Barth, M.: (1993) Standortwahl des Drehbogens. Abschlußbericht, TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industriewasserwirtschaft, 1993.
- Marchi, E.: (1993) On the free overfall. In: Journal of Hydraulic Research. 31(1993)6. - pp. 777-790
- Montes, J. S.: (1992) A potential flow solution for the free overfall. In: Proc. of the ICE: Water, Maritime and Energy. 96(1992)4. - pp. 259-266
- Naudascher, E.: (1987) Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. Springer Verlag: Wien, 1987.
- Rouse, H.: (1932) Verteilung der Hydraulischen Energie bei einem lotrechten Absturz. Karlsruhe: TU, Diss. 1932.
- Staus, A.: (1937) Der Kreisüberfall. In: Wasserkraft und Wasserwirtschaft. 32(1937)10/11. - S. 116-119
- Staus, A.: (1939) Der Kreisüberfall und sein Beiwert. In: Wasserkraft und Wasserwirtschaft. 34(1939)7/8. - S. 79-83
- Staus, A.; Sanden, K. v.: (1926) Der kreisrunde Überfall und seine Abarten. In: Das Gas- und Wasserfach. 69(1926)27,28,29,30. -S. 566 ff.
- Stevens, J. C.: (1957) Flow through circular weirs. In: Proc, ASCE, Journal of Hydraulics Division. 83(1957)6.

Adresse des Autors:

Dipl.-Ing. Carsten Cherubim  
 Technische Universität Dresden  
 Fakultät Bauingenieurwesen  
 Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik  
 01062 Dresden



## **Drehbogen - Pilotprojekt Dresden Leuben**

Dipl.-Ing. M. Barth

1. Vorstellung des Projektes
2. Der Drehbogen - Funktionsprinzip und technische Daten
3. Beschreibung des durch den Drehbogen bewirtschafteten Einzugsgebietes
4. Untersuchungsprogramm während der einjährigen Versuchsdauer
  - 4.1. Allgemeines
  - 4.2. Ermittlung des durch den Drehbogen aktivierbaren Stauvolumens
  - 4.3. Versuche zum Einsatz des Drehbogens zur Kanalreinigung mit Schwallspülung
  - 4.4. Einschätzung der biogenen Korrosionsgefährdung bzw. Gesundheitsgefährdung durch  $H_2S$ -Bildung am Standort Dresden Leuben
  - 4.5. Beurteilung der Betriebssicherheit des Drehbogens nach einjährigem Versuchsbetrieb
5. Zusammenfassung und Ausblick

### **1. Vorstellung des Projektes**

Das Projekt "Untersuchungen zur Abflußsteuerung in der Stadtentwässerung am Beispiel des Drehbogens - Erprobung des Drehbogens" wird im Auftrag des Hamburger Ingenieurbüros Kupczik bearbeitet. Die Grundlagenforschung wurde von Herrn Dipl.-Ing. G.Kupczik durchgeführt, der gleichzeitig die Patentrechte an der Drehbogentechnik besitzt. Die Deutsche Bundesstiftung Umwelt (Osnabrück) fördert das Projekt. Das Ziel der Untersuchungen besteht im hydrodynamischen und technologischen Nachweis der Funktionssicherheit eines Drehbogens zur Abfluß- und Speichersteuerung. Am Projekt sind das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik sowie das Institut für Siedlungs- und Industriewasserwirtschaft der TU Dresden beteiligt. Das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik befaßte sich vor allem mit



hydraulischen Untersuchungen am Drehbogen. Das Institut für Siedlungs- und Industriewasserversorgung übernahm seit dem 26.08.1994 die wissenschaftliche Begleitung des Pilotdrehbogens.

## 2. Der Drehbogen - Funktionsprinzip und technische Daten

Der Drehbogen ist eine aus drei entgegengesetzten Rohrkrümmern bestehende Röhre, welche um die Achse gedreht werden kann (Bild 1). Dabei wird die Rohrsohle des Bogens über die des Kanals gehoben. Der Stellwinkel  $\beta$  des Bogens gegenüber der Horizontalen beträgt 0 bis 90°.

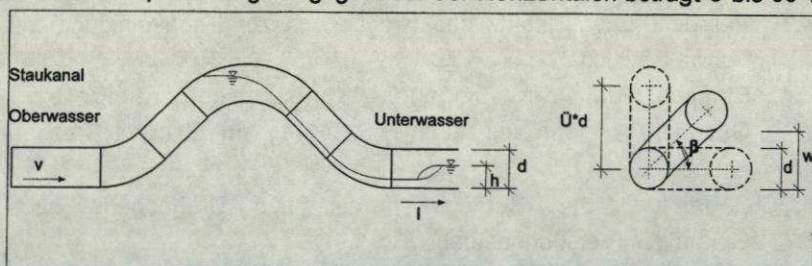


Bild 1: Funktionsprinzip Drehbogen

Neben der horizontalen Stellung ( $\beta = 0^\circ$ ) können grundsätzlich zwei Betriebszustände unterschieden werden:

a) *Heben des Bogens* : Durch das Anheben des Bogens wird die Überfallhöhe im Scheitel des Drehbogens reduziert, womit sich der Abfluß vom Oberwasser in das Unterwasser verringert. Die Aktivierung von Kanalstauraum erfolgt durch die angehobene Kanalsole im Drehbogen und dem damit verbundenen Rückstau. Im vorhandenen Kanalnetz kann somit Abwasser zwischengespeichert und die Belastung der Vorfluter im Unterwasser durch Direkteinleitungen (Regenüberläufe) herabgesetzt werden.

b) *Senken des Bogens* : Wenn das Kanalnetz im Unterwasser ausreichend Kapazität hat, das im Oberwasser gespeicherte Abwasser zur Kläranlage weiterzuleiten oder wenn der Mischwasserzufluß so groß



ist, daß durch das Anheben der Staulinie Überstauschäden im Oberwasser entstehen können, wird der Drehbogen gesenkt. Ein weiterer Effekt neben der Verzögerung des Abflusses kann durch Remobilisierung von Ablagerungen infolge der vergrößerten Abflüsse und Fließgeschwindigkeiten erreicht werden.

Der Drehbogen zeichnet sich durch folgende Eigenschaften aus:

- Steuerung des Abflusses über die Veränderung der Überfallhöhe (vollkommener Überfall)
- hohe Betriebssicherheit
- wartungsarm
- Verbesserung der Arbeitsbedingungen für das abwassertechnische Personal
- verstopfungssicher, da der Fließquerschnitt nicht reduziert wird
- Aktivierung von in der Kanalisation vorhandenem Stauvolumen durch Anheben des Drehbogens
- Nutzung des aufgestauten Wassers zur Kanalreinigung mit Schwallspülung
- Eignung für den automatischen Betrieb.

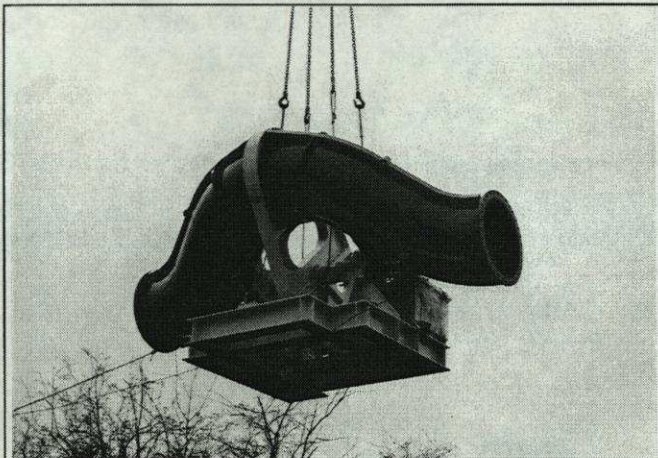


Bild 2: Drehbogen mit Grundplatte



---

Der Pilotdrehbogen wurde am 26.08.1994 dem Institut für Siedlungs- und Industriewasserversorgung zur Erprobung übergeben. Bild 2 zeigt den eingebauten Drehbogen.

Die nachfolgenden technischen Details waren zur Realisierung des ersten Drehbogens erforderlich.

#### *Rohrbogen*

Das Herzstück der Anlage besteht aus drei gegenläufigen Stahlrohrkrümmern mit einem Durchmesser von 1,2 m, die mittels gerader Anschluß- und Verbindungsstücke zu einer Einheit verschweißt sind. Zur Verstärkung sind Rippen aufgeschweißt, an den Enden befinden sich Flansche zum Anschluß der Dichtungen.

#### *Lagerung*

Der Bogen ist über geteilte Klemmnaben kraftschlüssig mit einer zentral gelagerten Welle verbunden. Die geteilten Klemmnaben erlauben einen Ausbau der Welle unter Betriebsbedingungen.

#### *Grundrahmen*

Alle Einzelteile, wie Getriebe, Lager, Bandbremse, sind auf einem gemeinsamen Stahlrahmen aufgebaut. Damit kann der Drehbogen als fertig montierte Einheit eingebaut werden.

#### *Antrieb*

Der Getriebemotor mit einer Übersetzung von 1702:1 hat eine Leistung von 2 KW. Mit einer Ausgleichkupplung wird das Drehmoment auf eine zweifach gelagerte Ritzelwelle mit Bandbremse übertragen. Die Kraftübertragung auf den Rohrbogen erfolgt über eine weitere Verzahnung, bestehend aus einer Ritzelwelle und Quadrant (Bild 3), mit einem Übersetzungsverhältnis von 8,7:1.



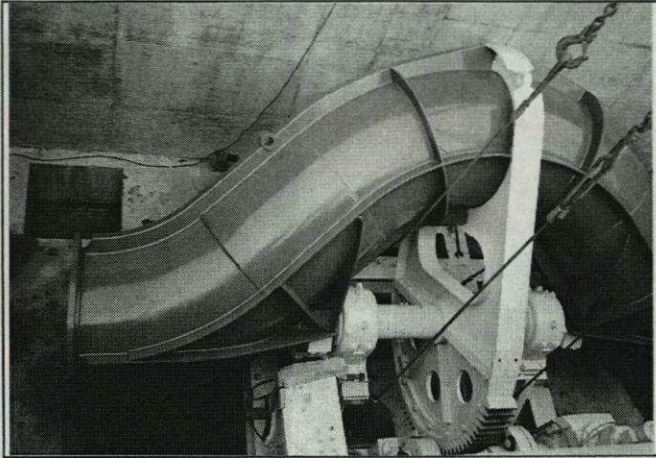


Bild 3: Der Drehbogen beim Einbau; Blick auf die Antriebseinrichtungen des Drehbogens

#### *Korrosionsschutz, Verschleißschutz*

Alle Stahlteile des Drehbogens sind äußerlich mit einem Teerepoxidharz-Anstrich versehen. Der Innenbereich des Drehrohres ist mit einer vulkanisierten Gummierung ausgekleidet.

#### *Bauwerk*

Die Drehbogenkammer ist aus Stahlbeton ausgeführt worden (Länge 11,4; Breite 6 Tiefe 5,5 m). Im Bauwerk befinden sich Pumpensumpf, Laufbühnen, Drehbogen und Steuerpult.

#### *Dichtungen*

Der Torsionskompensator ist 2m lang und besteht aus Gummi mit Bewehrungsringen (Bild 4), wodurch bei einer Verdrehung der Querschnitt erhalten bleibt. Eine kraftschlüssige Verbindung zum Abwasserkanal bzw. Drehbogen wird mit Flanschen erreicht. Die Kompensatoren sind bei einer 45° Bogenstellung entspannt eingebaut, so daß maximal eine Verdrehung von 45° erfolgt. Hohe Gewichtslasten werden zusätzlich durch 4 Gurte aufgenommen.



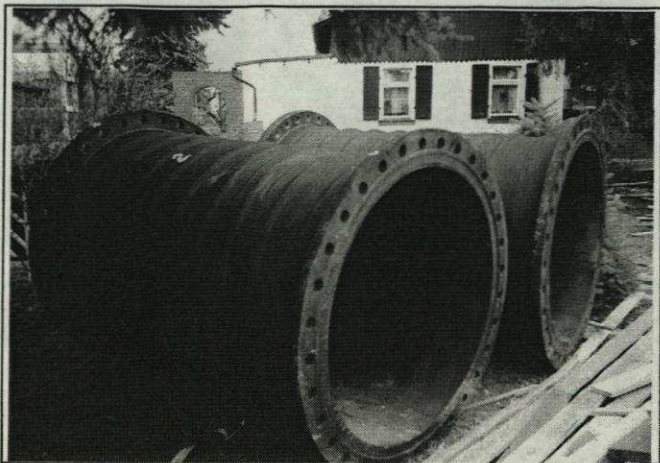


Bild 4: Torsionskompensatoren

#### *Steuerpult*

Über einen Winkelgeber kann jede Position zwischen 0 und 90° gewählt werden. Die Stellzeit zwischen Endlagenwechsel kann zwischen 2.5 und 15 Minuten gewählt werden. Bild 5 stellt die Abhängigkeit der Drehbogenstellung von der Zeit dar. Die Drehgeschwindigkeiten können variiert werden, wobei die mit 2.30 min erreichte Aufstellung des Drehbogens von 0 auf 90° mit der maximalen Drehgeschwindigkeit erzielt wurden.

Aus Sicherheitsgründen ist eine unabhängige Endlagenabschaltung eingebaut. Der Drehbogen kann ebenfalls steuerungsunabhängig manuell bedient werden.



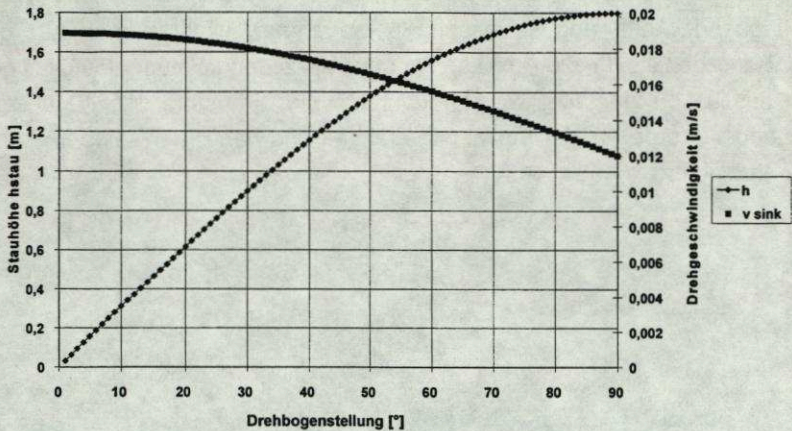


Bild 5: Winkelstellung und Drehgeschwindigkeit des Drehbogens als Funktion der Zeit

### 3. Beschreibung des durch den Drehbogen bewirtschafteten Einzugsgebietes

Ersten Überlegungen folgend wurden für den Drehbogen fünf Standorte ausgewählt. Eine eingehende Prüfung der in der Vorauswahl festgelegten Standorte zeigte, daß vier von fünf Plätzen Nachteile aufwiesen. Vorhandene Einschränkungen waren:

- Ein hohes Verkehrsaufkommen, welches die Bauphase wesentlich komplizierter gestaltet hätte
- starke Netzvermaschungen zu Nachbareinzugsgebieten, die eine Volumenbilanzierung erschwert und eine genaue Beschreibung der Wirkung des Drehbogenbetriebes auf das Kanalnetz nicht zugelassen hätte und
- kleine Kanalnetze, die für eine Speicherbewirtschaftung auf Grund ihres geringen potentiellen statischen und dynamischen Speichervolumens nicht praktikabel sind.



Zum Zeitpunkt der Festlegung des Drehbogenstandortes waren die hydrodynamischen Netznachrechnungen im Stadtgebiet noch nicht flächendeckend abgeschlossen. In die engere Wahl kamen nur die Einzugsgebiete, für die Aussagen zur hydraulischen Leistungsfähigkeit der Kanalisation gemacht werden konnten. Der Standort der Kläranlage Leuben wurde als der günstigste erachtet und näher auf seine Eignung untersucht.

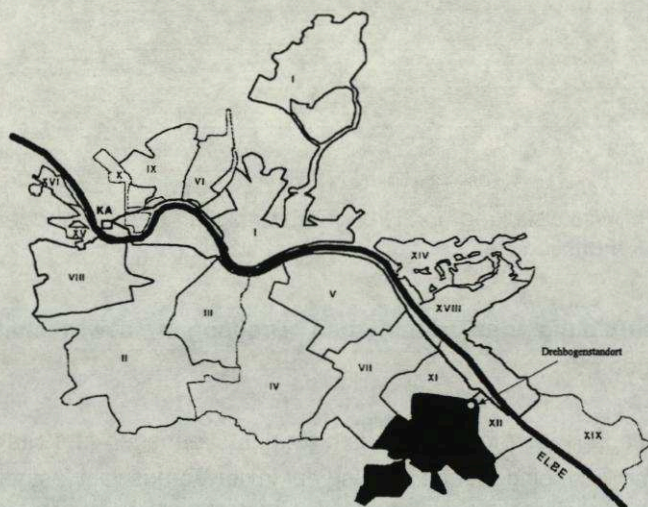


Bild 6: Einzugsgebiet des Drehbogens

Der Standort befindet sich auf dem Gelände der ehemaligen Kläranlage Dresden-Leuben. Mit dem Ausbau der Kanalisation und zentralen Kläranlage wurden Möglichkeiten geschaffen, das Entwässerungsgebiet Leuben an den Abfangsammler anzuschließen und die Abwässer zur Kläranlage Dresden-Kaditz zu leiten. Mit der Stilllegung der Kläranlage wurden deren Bauwerke abgerissen und auf dem Gelände eine Grünfläche angelegt.



Bild 7 zeigt die Einordnung des Drehbogens in das Entwässerungsnetz Dresden-Leuben. Im Bypaß des Drehbogens ist eine Leitung DN 800 gebaut worden.

Das Einzugsgebiet umfaßt die Stadtteile Leuben, Niedersedlitz, Großzsachwitz, Sporbitz, Groß- und Kleinluga und den östlichen Teil von Prohlis. Die an die Kanalisation angeschlossene Einzugsgebietsfläche beträgt 421,4 ha (Gesamteinzugsgebietsfläche 1450 ha). Davon werden 49 % als versiegelt eingeschätzt. Im Einzugsgebiet sind 46780 m Kanalisation verlegt worden.

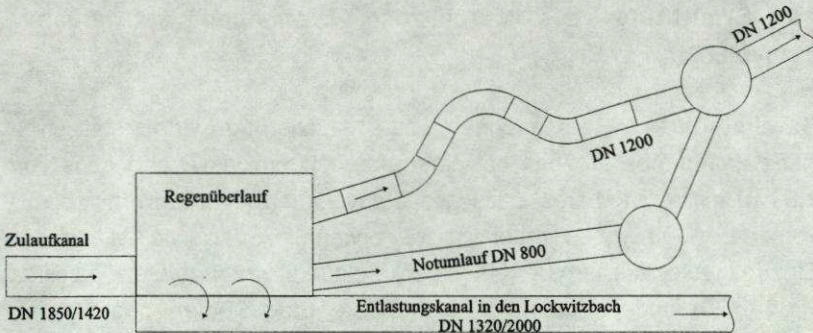


Bild 7: Einordnung des Drehbogen

#### 4. Untersuchungsprogramm während der einjährigen Versuchsdauer

##### 4.1. Allgemeines

Im Praxisbetrieb sollten die am Drehbogenmodell durch das Institut für Technische Hydromechanik und Wasserbau gewonnenen Ergebnisse überprüft werden. Gleichzeitig galt es, die Randbedingungen für einen Drehbogeneinsatz zur Kanalnetzbewirtschaftung abzustecken. Speziell wurden solche Kriterien wie

- a) Stauraumaktivierung durch den Drehbogen,
- b) Nutzung der aufgestauten Wassermassen zur Schwallspülung in der Kanalisation und Auswirkungen der Bewirtschaftung auf das Ablagerungsverhalten im Kanalnetz,



- 
- c) Einschätzung der Gefährdung durch Schwefelwasserstoff infolge Bewirtschaftung,
  - d) Sielhautwachstum infolge Vergrößerung der Wasserwechselzonen,
  - e) Einfluß der Bewirtschaftung auf den Schmutzfrachttransport,
  - f) Einschätzung der Betriebsicherheit nach einjährigem Probebetrieb,
  - g) und lokale Steuerkonzeption bearbeitet.

Im Rahmen des Vortrages wird auf die Punkte a, b, c und f eingegangen.

#### **4.2. Ermittlung des durch den Drehbogen aktivierbaren Stauvolumen**

Durchgeführte Berechnungen zur Aktivierung des statischen Kanalstauraumes ergaben bei einer Überhöhung des Drehbogens von 1,80 m ein aktivierbares statisches Stauvolumen (Trockenwetterabfluß) von ca. 1000 m<sup>3</sup>. Hierbei ist zu erwähnen, daß die in diesem Einzugsgebiet aktivierbare Kanalstrecke ein relativ großes Gefälle besitzt (1:300-450) und dadurch das aktivierbare Stauvolumen begrenzt ist. Nachdem der Drehbogen im August 1994 fertiggestellt wurde, ist das aktivierbare statische Stauvolumen (Trockenwetter) durch praktische Messungen überprüft worden. Das Stauvolumen wurde über die Stauzeit und den während des Einstauvorganges charakteristischen mittleren Durchfluß bzw. durch Integration des bei Spülversuchen abgeflassenen Abwassers ermittelt. Die Stauzeit ist der Zeitraum vom Beginn des Anhebens des Drehbogens (bei dem der Abfluß über den Drehbogen bis auf 0 zurückgehen kann) bis zu dem Zeitpunkt, bei dem der Abfluß, der über den Drehbogen fließt, dem für diese Zeit gültigen Mittelwert des Trockenwetterabflusses entspricht. Bild 8 zeigt die Abhängigkeit des aktivierbaren statischen Stauvolumens des Kanalnetzes Dresden Leuben durch das Heben des Drehbogens.

Der flache Kurvenanstieg bei den größeren Bogenstellungen (80°-90°) resultiert aus dem geringen Stauhöhenzuwachs, der durch den Sinus des Bogenstellwinkels  $\cdot 1,80$  erzielt wird.



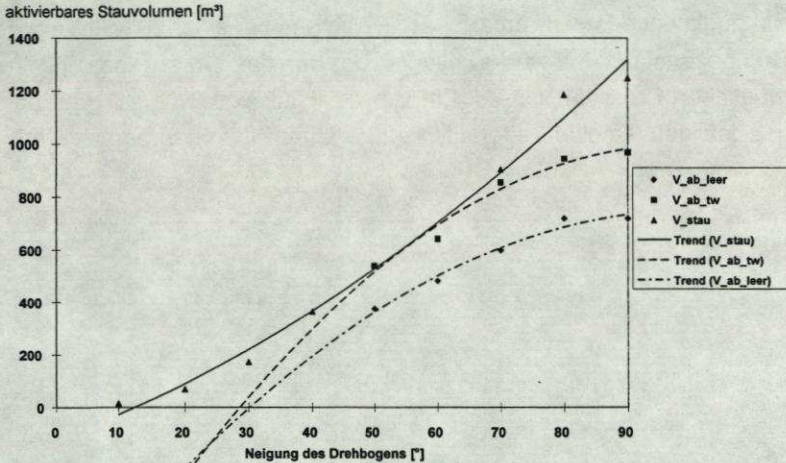


Bild 8: Einfluß der Winkelstellung des Drehbogens auf das aktivierbare Stauvolumen

Wird das Einzugsgebiet des Drehbogens so eingestaut, daß kein Trockenwetterabfluß ( $Q_d = 0$ ) in das Unterwasser des Drehbogens fließt, können maximal 720 m³ Kanalstauraum aktiviert werden (Kurve  $V_{ab\_leer}$ ). Erfolgt der Einstau soweit, bis der vollständige Trockenwetterabfluß über den Drehbogen in das Unterwasser abfließt ( $Q_d = Q_u$ ), kann ein Stauvolumen von 1000 bis 1200 m³ aktiviert werden.

Die Spannbreite resultiert aus den verschiedenen Berechnungsmethoden (Integration des Abflusses beim Absenken des Drehbogens; Integration über die Stauzeit). Der aktivierbare Kanalstauraum ist eine Funktion des Kanalnetzes (Länge, Gefälle, Dimension, Trockenwetterabfluß).

Das sehr starke Kanalisationsgefälle unmittelbar oberhalb des Drehbogens ermöglicht keine größere Stauvolumenaktivierung. Die Prämissen der Standortwahl lagen bei der Übersichtlichkeit des zu bewirtschaftenden Kanalnetzes (Überwachung des Einstauverhaltens), der einfachen Realisierung des Bauvorhabens, erstmaligen Umsetzung der Drehbogentechnik im großtechnischen Maßstab und damit



verbundene Eingrenzung des Einzugsgebietes. Bild 9 zeigt die Abhängigkeit des aktivierbaren Stauvolumens bei einer 90°-Stellung des Drehbogens unter Berücksichtigung des für das Unterwasser minimal möglichen Drosselabflusses. Ein Drosselabfluß von  $2 Q_s + Q_f$  (auf Basis des jetzigen Trockenwetterabflusses) erlaubt eine Stauraumaktivierung von  $1500 \text{ m}^3$ .

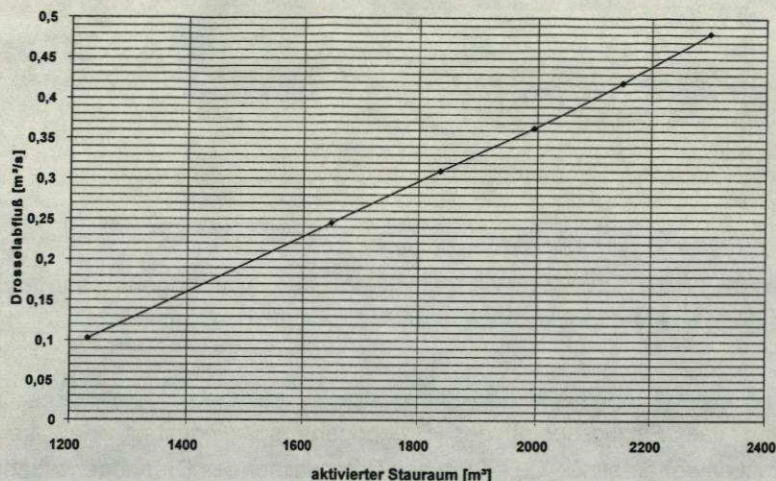


Bild 9: Der Drosselabfluß als Funktion des aktivierbaren Stauvolumens; (Drehbogenneigung 90° und Variation der Überfallhöhe)

#### 4.3. Versuche zum Einsatz des Drehbogens zur Kanalreinigung mit Schwallspülung

Die Beurteilung der Remobilisierungsprozesse von Kanalablagerungen erfolgt mittels der Kenngröße Schubspannung. Die Klassifizierung der Schubspannungen anhand der Beschaffenheit der remobilisierbaren Sedimente (Körnung, Verfestigung, stoffliche Zusammensetzung) erweist sich in der Literatur als schwierig. Deshalb werden zur Einschätzung der Spülversuche neben der ermittelten Schubspannung die gemessenen



Fließgeschwindigkeiten und der qualitative Verlauf der Ablagerungsprofile berücksichtigt.

Die Schubspannung wurde am Standort Garten 50 (Schacht 70.05) 62 m nach dem Drehbogen nachgewiesen. Bild 10 zeigt den Schubspannungsverlauf an der Meßstelle Garten 50 (Unterwasser) in Abhängigkeit von der Bogenstellung ( $\beta$ ) des Drehbogens. Das Diagramm basiert nur auf Einzelschwallspülungen in den leeren Kanal. Mit zunehmender Bogenstellung und damit größerer Stauhöhe erhöhen sich die erzeugbaren Schubspannungen und damit das Abtragungspotential. Die Gesamtentleerungsdauer des aufgestauten Abwasservolumens beträgt maximal ca. 25 Minuten (bei 90° Einstau). Die erzeugte Schwallwelle erreicht nach 2 Minuten ihr Geschwindigkeits- und Schubspannungsmaximum. Während der ersten 10 Minuten des Spülvorganges tritt sowohl bei der Spülung in den leeren Kanal als auch bei der Spülung in den TW-gefüllten Kanal eine erhöhte Schubspannungsbeanspruchung auf. In diesem Zeitraum findet der Sedimenttransport statt. Nach Preißler/Bollrich [1] ermöglichen die durch den Drehbogen erhöhten Schubspannungen einen Sedimenttransport von runden Quarzkies und lehmigen Kies der Körnung 5,0 - 15,0 mm, festgelagerten Sand und feinen Kies. Die betriebliche Rauigkeit infolge der Ablagerungen beträgt 1 bis 3 cm. Durch die Spülversuche wurde der Transport wesentlich größerer Sedimente (Pflastersteine mit einer Kantenlänge von 10 cm) nachgewiesen. Begünstigt wird der Abtrag größerer Feststoffe dadurch, daß die Sedimente in den Fließquerschnitt hineinragen und gerade am Kopf einer Ablagerungsdüne verstärkt Abtragskräfte wirken. Diese "Dünenwanderung" wurde ebenso bei einem Laborversuch mit Reis wie auch in der durch den Drehbogen bewirtschafteten Kanalisation beobachtet. Auf Grund der größeren Angriffsflächen hineinragender Sedimente und des Kopfes der Ablagerungsdüne sind die wirkenden Kräfte wesentlich höher als die erzeugten Schubspannungen und ermöglichen den Transport der großen Sedimente. Neben der Schubspannungsbeanspruchung, die das Ablagerungsbett auflockert und vor allem Feinstoffe entlang der gesamten



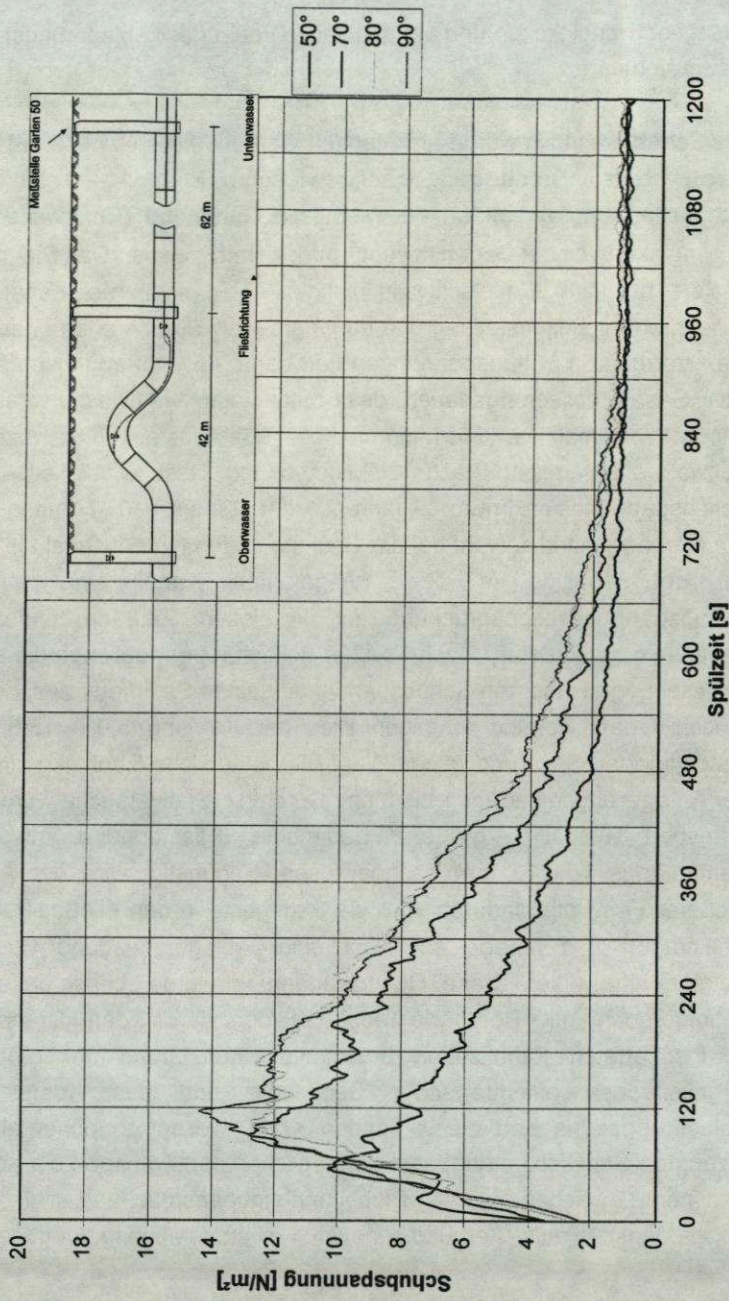


Bild 10: Schubspannung als Funktion der Bogenstellung des Drehbogens am Standort Garten 50 DD-Leuben (Spülung in den TW-gefüllten Kanal;  $k = 15 \text{ mm}$ )



Ablagerungsdüne ausspült, erfolgt der hauptsächliche Sedimentabtrag am Kopf einer Ablagerungsdüne sowie bei den in den Fließquerschnitt ragenden Sedimenten. Unter Berücksichtigung dieses Aspektes und dessen, daß sich die Wasserwelle schneller bewegt als die Feststoffwelle, zeigt sich, daß zur Remobilisierung von Ablagerungen in größeren Kanalstrecken mittels Schwallspülung eine größere Anzahl an Spülungen erforderlich ist.

Während der Spülversuche wurde die Fließgeschwindigkeit am Standort Garten 50 gemessen. Dabei konnte ein Geschwindigkeitszuwachs auf 1,75 m/s gegenüber 0,45 m/s bei normalem Trockenwetterabfluß erzielt werden (90° und 80°-Spülung). Diese Fließgeschwindigkeiten ermöglichen einen Transport von mittlerem Geröll von 50..75 mm [1]. In Bild 11 ist der Fließgeschwindigkeitsverlauf während der Schwallspülung mit dem Drehbogen (62 m unterhalb des Drehbogens gemessen) dargestellt. Mit zunehmender Stauhöhe vergrößern sich die Maximalwerte der Fließgeschwindigkeit und der Zeitraum der erhöhten Kanalwandbeanspruchung. Bei den Versuchen wurde in Spülungen in den leeren Kanal und in Spülungen in den mit Trockenwetterabfluß gefüllten Kanal unterschieden. Bei einer Spülung in den mit Trockenwetterabfluß gefüllten Kanal konnten höhere Fließgeschwindigkeiten gemessen werden. Die Schwallwelle breitet sich auf dem Wasserfilm schneller aus als auf der trockenen Kanalsohle, was jedoch nicht damit gleichbedeutend ist, daß mit einer Schwallspülung in den leeren Kanal weniger Sediment transportiert wird als mit einer Schwallspülung in den mit Trockenwetterabfluß gefüllten Kanal. Die geringeren Geschwindigkeiten können vielmehr als erhöhter Reibungs- und Turbulenzverlust infolge Ablagerungsremobilisierung gedeutet werden.

Die Ablagerungen wurden manuell sowie auch automatisch (Dückervermessungseinheit DVE) im Oberwasser und Unterwasser des Drehbogens gemessen. Die im Schachtbereich durchgeführten manuellen Messungen konnten durch die DVE weitgehend bestätigt werden. Oberhalb des Drehbogens wurde eine Strecke von 119,33 m überwacht. Unterhalb des Drehbogens wurden die Ablagerungsprofile auf einer Gesamtstrecke von 689,64 m beim Verteilerbauwerk nach dem



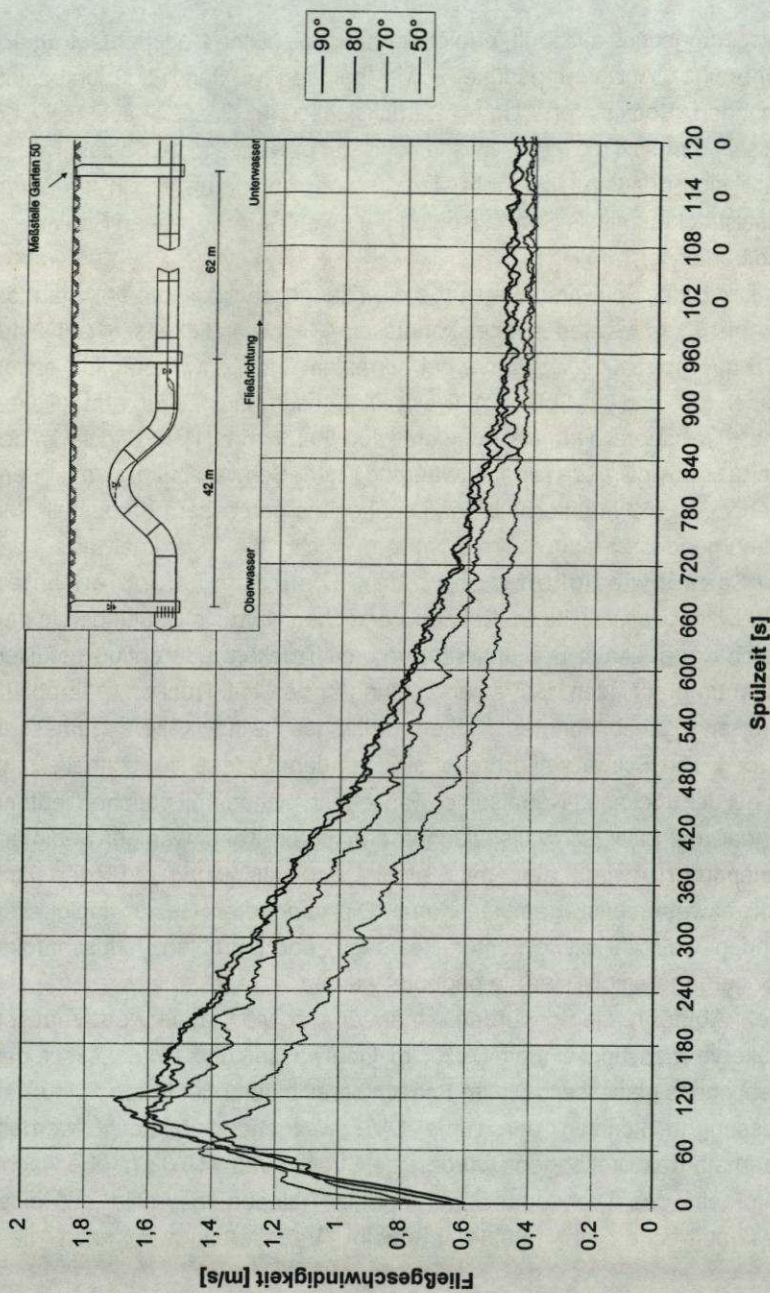


Bild 11: Fließgeschwindigkeitsverlauf bei einer Spülung in den TW-gefüllten Kanal in Abhängigkeit von der Winkelstellung des Drehbogens



Drehbogen beginnend aufgezeichnet (Bild 12). Für die einzelnen Haltungen wurden die nachfolgenden Ergebnisse gemessen.

*a) Oberwasser*

Der Kanalabschnitt von Schacht Nr. 77.01 bis 77.03 war bereits vor den Versuchen ablagerungsfrei. Begehungen während des Versuchsprogrammes bestätigten, daß es durch eine Bewirtschaftung des Trockenwetterabflusses zu keiner Ablagerungsbildung in diesem Kanalabschnitt kommt. Das Rohrleitungsgefälle dieser Haltung hat positiven Einfluß auf die Ablagerungsfreiheit. Über das Ablagerungspotential während des Trockenwettereinstauens kann noch keine Aussage getroffen werden. Es ist anzunehmen, daß durch Regenereignisse eine größere Sedimentfracht in die Kanalisation gelangt als durch den Trockenwetterabfluß.

Am Regenüberlaufbauwerk (Standort Schacht 77.03) konnte eine Wanderung des Ablagerungsprofils bis hin zur vollständigen Reinigung dieses Kanalabschnittes beobachtet werden. Bei Versuchsbeginn war eine Feststoffinsel von einer Länge von 7,20 m im Bereich des Regenüberlaufes vorhanden. Die mittlere Ablagerungshöhe betrug 10-15 cm. Diese Ablagerungen bestanden zum großen Teil aus kiesigem Material mit einem sehr geringen Feinstoffanteil. Durch die Spülungen konnte die Länge der Ablagerungen schrittweise reduziert werden bis hin zum vollständigen Abtrag der Ablagerungen. Die Profile zeigen deutlich, daß der Abtrag bei in der Kornverteilung und Form des Ablagerungsprofils homogenen Ablagerungen am Kopf der Ablagerungsdüne beginnt.

*b) Unterwasser*

Stellvertretend für das Unterwasser wird die Kanalstrecke 77.04 bis 77.05 dargestellt.

Die Kanalstrecke 77.04 bis 77.05 hat eine Länge von 62 m und eine Nennweite von DN 1200. Das Gefälle beträgt 0,02 auf einer Strecke von 0 bis 10 m und 0,00096 von 10 bis 62 m. In diesem Haltungsabschnitt treten die größten Ablagerungen auf. Die Ablagerungszusammensetzung



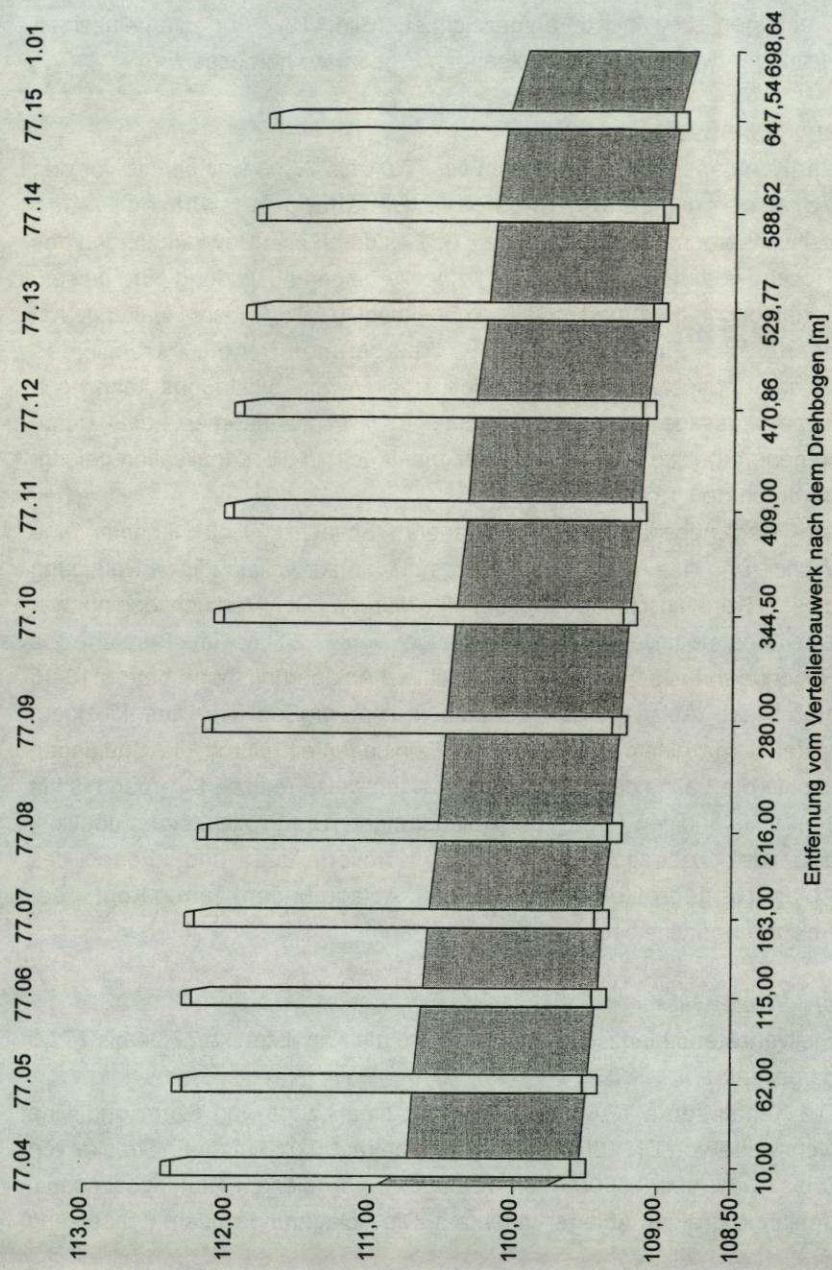


Bild 12: Gesamtübersicht über die Ablagerungsmeßstrecken im Unterwasser des Drehbogens



wies ein breites Spektrum auf. Feinstoffe, Kies und Geröll (Kantenlänge > 10-15 cm) wurden nachgewiesen. Auffällig war die starke Verfestigung der Ablagerungen in diesem Abschnitt. Das Ablagerungsprofil vom 24.01.95 stellt den Ausgangszustand dar. Bis zum 28.03.95 wurden 20 Spülungen vorgenommen. Die Reduzierung des Ablagerungsprofils ist vor allem auf die Ausspülung der Feinstoffe zurückzuführen. Bis zum 04.04.95 wurden weitere 60 Spülungen durchgeführt. Die Ablagerungshöhe wurde auf einer Länge von 10 m beginnend bis 40 m um durchschnittlich 10 cm reduziert. Im Bereich von 5 m bis 10 m vom Haltungsanfang befanden sich Gesteinsbrocken mit Kantenlängen > 20cm. Diese wurden manuell beräumt. Seit dem 20.06.1995 (150 Spülungen) ist diese Haltung von den Ablagerungen befreit.

Das Bild 13 verdeutlicht die stromab erzeugte Drift der Ablagerungen. Vorher vorhandene Senken im Ablagerungsprofil wurden durch die Spülprozesse mit Sediment aufgefüllt. Auffällig war, daß durch die Schwallspülungen die Verfestigung der Kanalablagerungen deutlich reduziert wurde.

Zusätzlich zu den Messungen der Ablagerungshöhen wurden an mehreren Stellen im Unterwasser mit einer Kanalschaufel Sedimentproben entnommen und der Kornaufbau bestimmt. Bild 14 zeigt die Körnungsverteilung für den Standort Hecke (173 m unterhalb des Drehbogens). Auffällig ist der verhältnismäßig hohe Anteil der Körnung > 8mm. Auf Grund fehlender Siebgrößen kann die Sieblinie ab einer Maschenweite > 8mm nicht weiter unterteilt werden (Sediment wird nachgesiebt).

Nach Shields sind bei einem einheitlichen Korn  $d_k = 16 \text{ mm}$  Schubspannungen bis  $15 \text{ N/m}^2$  zur Bewegung von kohäsionlosem Sediment aufgetreten.



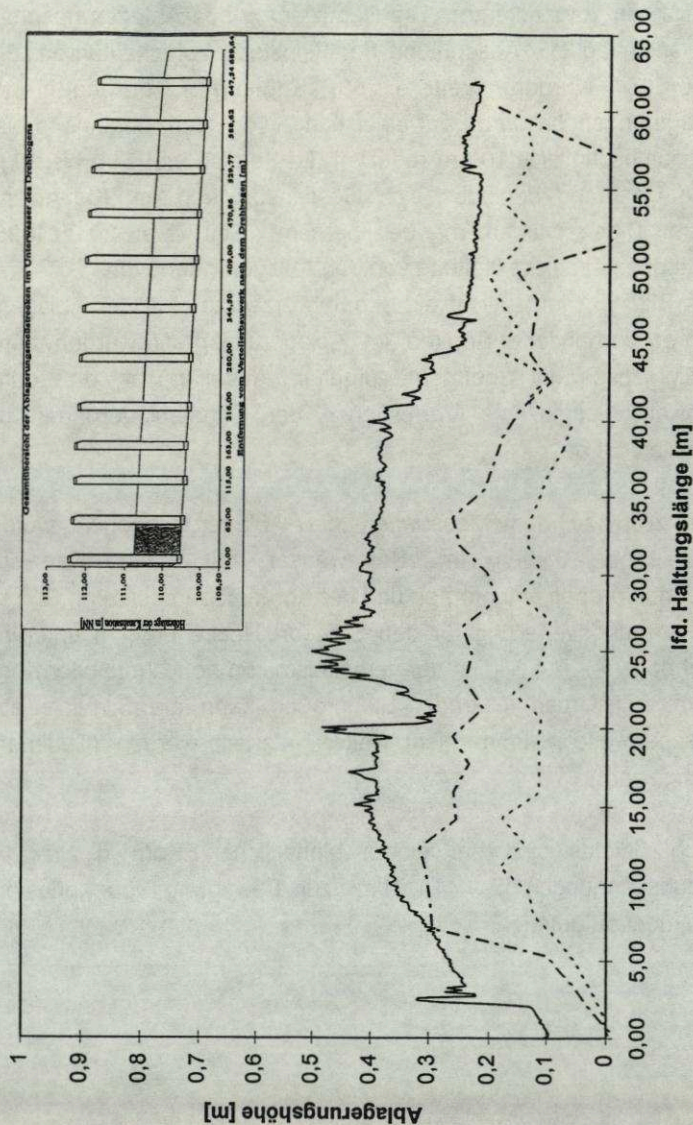


Bild 13: absolute Ablagerungshöhe Strecke 77.04 - 77.05



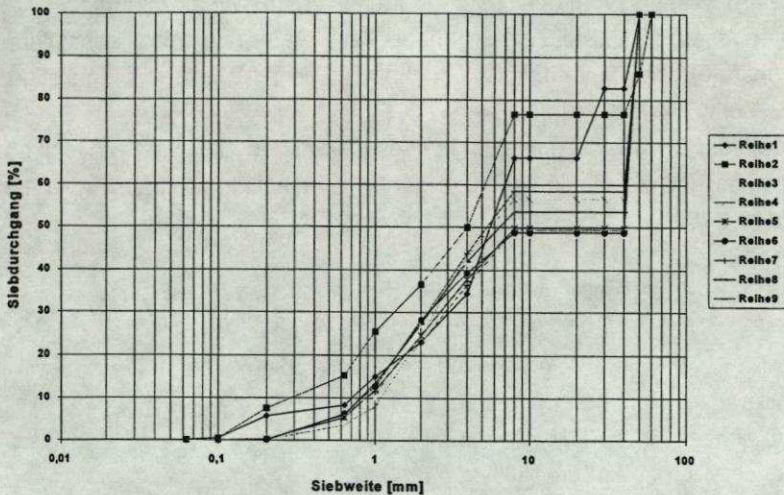


Bild 14: Sieblinien der Kanalablagerungen Standort Hecke Dresden-Leuben

Der Abtrag verfestigter Ablagerungen in diesen Größenordnungen durch Schwallspülung ist ein langwieriger Prozeß ist.

#### 4.4. Einschätzung der biogenen Korrosionsgefährdung bzw. Gesundheitsgefährdung durch $H_2S$ -Bildung am Standort Dresden Leuben

Durch die Stauraumaktivierung zu Spülzwecken sinkt die Fließgeschwindigkeit des Abwassers im Stauraum, wodurch der Sauerstoffeintrag verringert wird. Die im Abwasser vorhandenen Mikroorganismen bewirken durch ihren Stoffwechsel eine Zehrung des im Abwasser gelösten Sauerstoffes. Bei entsprechend hohem Stoffwechsel der Mikroorganismen oder extrem langen Standzeiten des Abwassers kann das Abwassermilieu von aerob über anoxisch auf anerob umschlagen. Damit ist eine Voraussetzung für eine Schwefelwasserstoffbildung gegeben. Weiterhin ist die Schwefelwasserstoffbildung



---

von dem Substratangebot (CSB, organische Säuren), Sulfat-, Sulfidgehalt des Abwassers, vom der Temperatur und vom pH-Wert abhängig.

Eine starke Sauerstoffzehrung (hohe Temperatur, viel leicht abbaubares Substrat), hohe Sulfat und Sulfidgehalte sowie pH-Werte < 7 begünstigen die Schwefelwasserstoffbildung.

Die örtliche Abwassersituation in Dresden-Leuben stellt sich wie folgt dar (gemessene Schwankungsbreite der Tagesganglinie (Zeitraum April 95 / August 95):

CSB	600 - 1700	mg/l
BSB <sub>5</sub>	300 - 900	mg/l
TKN	60 - 100	mg/l
NH <sub>4</sub> -N	40 - 60	mg/l
PO <sub>4</sub> -P	7 - 18	mg/l
SO <sub>4</sub>	110 - 150	mg/l
S <sub>2</sub>	n.n.	
O <sub>2</sub>	3 - 1,5	mg/l
pH-Wert	7,2 - 9,2	
Temperatur	14 - 21	°C

Auf Grund der örtlichen Abwassersituation ist in Dresden-Leuben kein Potential zur Schwefelwasserstoffbildung vorhanden. Durch die Einstauvorgänge kommt es zwar zur Reduktion des im Abwasser vorhanden Sauerstoffes (hohe CSB-Frachten infolge Molkerei und Magarinewerk), aber der hohe pH-Wert > 8 verhindert bei gegebenen Voraussetzungen eine Schwefelwasserstoffbildung [2]. Begünstigend kommt der relativ niedrige Gehalt an Sulfat hinzu.

Unter Berücksichtigung der bisherigen Abwasserzusammensetzung in Dresden-Leuben und der aufgetretenen Stauzeiten von bis zu 4h führt eine Bewirtschaftung des Trockenwetterabflusses zur Kanalspülung oder bei erforderlichem Rückhalt von Trockenwetterabfluß zu keiner Gefährdung durch Schwefelwasserstoff.



#### **4.5. Beurteilung der Betriebssicherheit des Drehbogens nach einjährigem Versuchsbetrieb**

Im Rahmen des Integrationsbetriebes wurden alle technischen Anlagenteile des Drehbogens hinsichtlich ihrer Betriebssicherheit überprüft.

Alle Anlagenteile haben nach einjährigem Betrieb ohne Störungen oder Schäden gearbeitet.

Die Dichtheit der Flanschverbindungen des Drehbogens mit den Torsionskompensatoren und die Flanschverbindungen der Torsionskompensatoren mit den Anschlußflanschen im Zu- und Ablauf wurde nachgewiesen (Druckprobe 2 bar).

Im gesamten Betriebszeitraum haben sich die Torsionskompensatoren als elastisches Verbindungsteil zwischen Drehbogen und Kanalzu- und -ablauf sehr gut bewährt. Visuell gibt es keinerlei Anzeichen von Elastizitätsverlusten oder Materialproblemen. Die Torsionskompensatoren wurden bei jedem Drehbogenhub oder Absenken des Drehbogens maximal um  $45^\circ$  plus und  $45^\circ$  minus auf Torsion beansprucht. An der Innenwandung der Torsionskompensatoren gibt es keine Beschädigung.

Der Antrieb des Drehbogens erfolgt über einen Elektromotor mit Drehzahluntersetzung über ein Getriebe (Getriebe für Schiffsrudermaschinen). Im Betriebszeitraum sind keinerlei Störungen oder Unzulänglichkeiten aufgetreten.

Die Steuerung des Drehbogens erfolgt zur Zeit manuell über ein Steuerpult. Der Drehbogen kann nach Vorwahl automatisch auf jeden Anstellwinkel zwischen  $0^\circ$  und  $90^\circ$  angehoben oder abgesenkt werden. Für Notbetrieb ist eine Handsteuerung vorhanden.



---

## 5. Zusammenfassung und Ausblick

- Der Drehbogens ist zur Stauraumbewirtschaftung eines Kanalnetzes geeignet. Erste Bewirtschaftungsziele wurden an der Pilotanlage in Dresden-Leuben umgesetzt. Abflußlos lassen sich ca. 720 m<sup>3</sup> Stauraum aktivieren. Durch eine Steigerung der Drosselabflüsse können bei  $Q_d = Q_f$  ca. 1000 - 1200 m<sup>3</sup> und bei  $2 Q_s + Q_f$  ca. 1500 m<sup>3</sup> aktiviert werden. Eine vollständige Aktivierung des für eine Regenwasserbehandlung erforderlichen Volumens des Einzugsgebietes ist allerdings nicht möglich, dazu ist ein zu großes Gefälle vorhanden. Die Prämissen für den gewählten Standort lagen insbesondere bei den unter Punkt 3 beschriebenen Kriterien. Das erzielbare Stauvolumen ist eine Funktion des Kanalnetzes (Gefälle, Nennweite, Regenüberläufe, Rückstauerebenen) und der Überhöhung des Drehbogens. Der Einbauort muß nach den Steuerungszielen (Drehbogen ist kein Verschußorgan) und nach den Anforderungen des Drehbogens sorgfältig ausgewählt werden. Eine Regelung des Abflusses in das Unterwasser erfolgt mit Hilfe der Überfallfunktion (vollkommener Überfall) bzw. durch eine Messung des im Unterwasser eingestellten Abflusses.
- Neben der Stauraumaktivierung wurde die Eignung des Drehbogens zur Reinigung einer an den Drehbogen im Unterwasser anschließenden Kanalstrecke nachgewiesen. Über die endgültige Reichweite der Spülwirkung kann noch keine Aussage getroffen werden, da die Remobilisierungsprozesse infolge des kurzzeitigen Schubspannungsmaximums langwierige Prozesse darstellen. Die bisher durch die Schwallspülung erzielten Ergebnisse zeigen, daß der Drehbogen auf einer begrenzten Kanalstrecke zur Grundreinigung eingesetzt werden kann. Bisher wurde die erste Kanalstrecke (62 m) nach dem Drehbogen vollständig von den Ablagerungen befreit. In den beiden nächsten Kanalstrecken wurde das anfangs geschlossene Ablagerungsprofil so stark erodiert, daß



nur noch Ablagerunginseln vorhanden sind. Teilweise sind in diesen Haltungen Strecken von 30 m Länge ablagerungsfrei.

- Die maschinentechnische Ausstattung des Drehbogens wies in dem einjährigen Versuchsbetrieb keine Mängel auf.
- Während der Versuchsdauer stellte der Drehbogen sein gutes Betriebsverhalten unter Beweis. Anhaftungen wie sie bei querschnittsverengenden Steuerorganen auftreten, waren nicht zu beobachten. Der Durchgang einer 2 m langen Leiter, die in den Kanal gefallen war, unterstreicht die Verstopfungssicherheit. Die Torsionskompensatoren gewährleisteten die Verbindung vom starren Kanal zum beweglichen Drehbogen. Im betrachteten Zeitraum gab es keine Probleme mit Ermüdung, Verschleiß und Undichtigkeit. Über das Langzeitverhalten können noch keine Aussagen getroffen werden.
- Die Konstruktion des Drehbogens (außerhalb des Naßbereiches liegende Anlagenteile) trägt wirkungsvoll zur Humanisierung der Arbeit in der Kanalisation bei.

Die Drehbogentechnologie ist eine interessante technische Lösung eines Steuerorgans zur Kanalnetzbewirtschaftung. Sie hat ihre Vorteile in der guten Regelbarkeit des Durchflusses im Bereich der Steuerstrecke 0-90°, Betriebsicherheit und der Humanisierung des Kanalnetzbetriebes. Neben der Stauraumaktivierung kann er in den nachgewiesenen Grenzen zur Kanalnetzreinigung genutzt werden. Der Einsatz des Drehbogens stellt hohe Anforderungen an den Einbaustandort (Platzbedarf) und, wie andere Steuerorgane auch, an die Steuerstrategie des zu bewirtschaftenden Kanalnetzes. Der Drehbogen ist kein Verschlußorgan, d.h. wenn die 90°-Stellung erreicht ist, ist keine Regelung des Abflusses in das Unterwasser mehr möglich. Deshalb muß bei der Planung solcher Anlagen für den Bemessungslastfall der in das Unterwasser maximal abführbare Abfluß



---

berücksichtigt werden. Dieses erfordert eine Anpassung der Überhöhung des Drehbogens und der im Oberwasser befindlichen Regenüberlaufhöhen auf den maximal in das Unterwasser abführbaren Abfluß im Regenwetter.

## Literatur

- [1] Preißler / Bollrich "Technische Hydromechanik /1" Bd.1 1985
- [2] Thistlethwayte "Sulfide in Abwasserleitungen - Ursachen, Auswirkungen, Gegenmaßnahmen" Sydney 1972 Beton-Verlag GmbH 1979
- [3] Aigner / Cherubim "Hydraulische Modellversuche zur Untersuchung des Drehbogens als Regelorgan für die Steuerung von Abwassernetzen" Abschlußbericht Mai 1993
- [4] Gebhard / Barth / Grothkopp "Standortwahl des Drehbogens" Abschlußbericht Juni 1993
- [5] Barth / Cherubim / Gebhard / Grothkopp "Einsatz des Drehbogens am Standort Dresden zur Kanalnetzbewirtschaftung und Kanalnetzreinigung" Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft Bd.123 1993



## **Modelluntersuchung zum (selbstregulierenden) Auslaufschlitz für Regenüberlaufbecken**

J. Gerhardt

Etwa die Hälfte der in Deutschland betriebenen Regenüberlaufbecken arbeitet als Durchlaufbecken, bei denen sich Feststoffe durch Begrenzung der Oberflächenbeschickung, der Strömungsgeschwindigkeit und durch Gewährleistung einer Mindestaufenthaltszeit im Becken absetzen sollen. Am Klärüberlauf entweicht das so behandelte Abwasser in den Vorfluter. Da es sich meist um kleinere Vorfluter handelt, besteht die Forderung, diese Abgabe in das Gewässer zu begrenzen.

Nach dem Regelwerk A 111 wird der Klärüberlauf als fester Schlitz mit einer Schlitzweite "e" ausgebildet. Der Schlitz wird gemäß A 111 nach der Torricellischen Formel bemessen (Düsenströmung). Daraus folgt, daß der Abfluß aus dem Schlitz mit der Quadratwurzel des Überstaus anwächst.

Hier soll nun ein neuartiges Steuerelement, der selbstregulierende Auslaufschlitz, Abhilfe schaffen. Die grundsätzlichen Überlegungen über die Wirkungsweise eines selbstregulierenden Auslaufschlitzes wurden in mehreren Varianten von der Umwelt- und Fluidtechnik Dr. H.J. Brombach, Bad Mergentheim, vorgenommen. Für dieses Steuerelement ist zwischenzeitlich auch ein Patent (Nr. 4.806.913) angemeldet worden.

Die Konstruktion soll sicherstellen, daß möglichst frühzeitig der maximal zulässige Abfluß am Klärüberlauf erreicht wird und unabhängig vom Wasserstand beibehalten wird.

### **Konstruktionsprinzip**

An der Oberwasserseite eines Schlitzes wird ein dünner Blechstreifen aus rostfreiem Federstahl angebracht, der von oben her in den Schlitz greift (Biegeblech). Der sich mit steigendem Wasserstand aufbauende Wasserdruck auf der Vorderseite des Blechstreifens verbiegt dieses und verschiebt somit auch die Lage der Unterkante des Federblechs. Je nach gewählter Anordnung wird somit die verbliebene Schlitzhöhe e weiter verengt oder erweitert. Um Schwimmstoffe zurückzuhalten, muß die Konstruktion gleichzeitig die Tauchwandfunktion übernehmen. Daher wurde die Schlitzsohle geneigt, sodaß ihr luftseitiges Ende ca. 10 cm über der Unterkante des Biegebleches liegt (Bild 1).







Da die Aufgabe darin besteht, für jede Wasserspiegellage den gleichen Durchfluß zu erzielen, gilt:

$$Q = \text{const.} \Rightarrow \mu \cdot A(h) = \frac{Q}{\sqrt{2g \cdot h}}$$

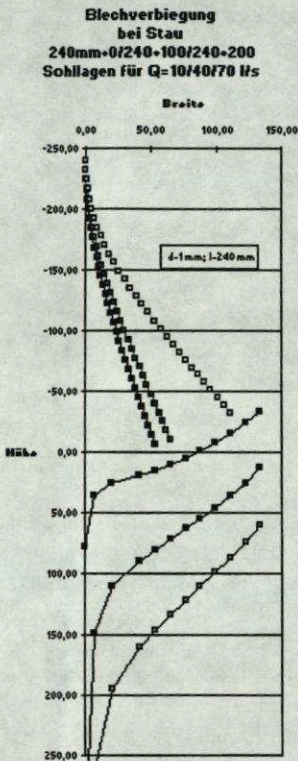
mit  $A(h) = b \cdot e(h)$ ,

wobei  $e(h)$  die hydraulisch wirksame Schlitzhöhe als Funktion der Wasserspiegellage ist.

Unter der Voraussetzung, daß die Breite  $b$  und der Beiwert  $\mu$  nahezu konstant sind - (tatsächlich variiert  $\mu$  vor allem durch die sich verändernde Strahlkontraktion) - reduziert sich die Aufgabenstellung zunächst darauf, die Spur-Funktion des Fußpunktes des Biegeblechs in Abhängigkeit vom Wasserstand durch die geeignete Wahl der Anstellwinkel von Sohle und Biegeblech so zu beeinflussen, daß die Schlitzöffnungs-Funktion

$$e(h) \sim \frac{1}{\sqrt{2g \cdot h}}$$

wird.



Theoretische Sohlformen in Abhängigkeit vom Durchfluß

Unter den gegebenen Voraussetzungen (Verwendung eines Federbleches sowie Unterstellung eines konstanten  $\mu$ -Beiwertes) sind Lösungen dieses Problems nur näherungsweise möglich.

Beispielrechnungen für verschiedene Durchflüsse  $Q$  unter Ermittlung der notwendigen Schlitzweiten  $e$  in Abhängigkeit von der Wassertiefe  $h$  (und damit der Verbiegung des Federblechs) zeigten, daß die Sohle eine Ausrundung mit sehr großem Radius besitzen müßte, die näherungsweise durch eine Ebene ersetzbar ist. Das Federblech (in Ruhestellung) und die Sohlplatte müßten danach in einem Winkel von ca.  $40^\circ$  bis  $50^\circ$  gegeneinander angestellt sein.

### Versuchsaufbau

Zur Simulation des Speichervermögens eines Regenüberlaufbeckens wurde ein Becken mit einer Grundfläche von  $6,6 \text{ m}^2$  im Labor des Institutes für Wasserbau und THM der TU Dresden errichtet. Der unmittelbare Zulaufbereich zum Schlitz wurde in einer Breite von  $0,50 \text{ m}$  gebaut, um räumliche Strömungseffekte zu



vermeiden. Das Becken wurde bis zu einer Höhe von 1,80 m gemauert, der Schlitzbereich in einer Höhe von ca. 1 m vorgesehen (Bild 2). Somit verblieben ca. 70...75 cm als Bereich für einen Überstau.

Die kastenförmige Schlitzkonstruktion bestand aus 2 Seitenwänden (eine davon aus Plexiglas), einer verstellbar gebauten Einspannung für das Federblech, dem Federblech und einer in Lage und Anstellwinkel veränderlichen Sohlplatte aus 1,5mm dickem Aluminium-Blech.

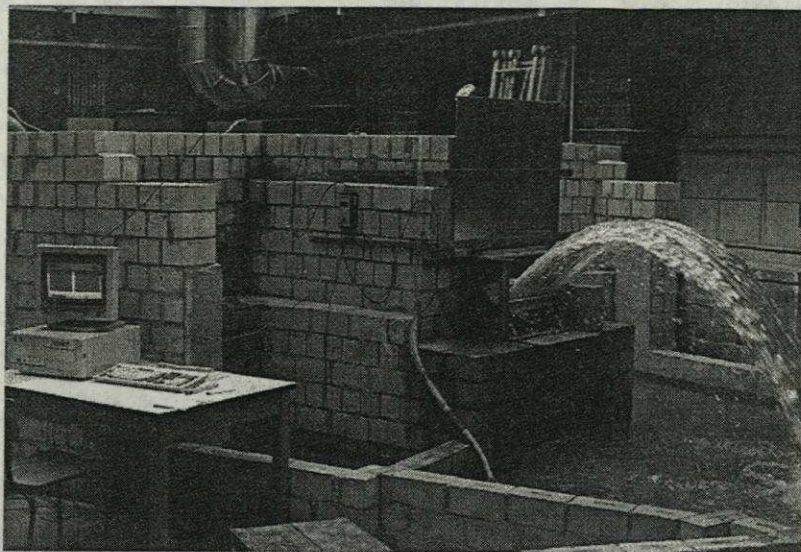


Bild 2: Versuchsstand

### Beschreibung des Ausflußvorganges

Vor dem Einsetzen des Ausflußvorganges bildet sich durch die Neigung der Sohle ein wassergefüllter Keil hinter dem Federblech. Überschreitet der Wasserspiegel die Oberkante des Sohlbleches, setzt zunächst ein vergleichsweise ruhiger Abflußvorgang ein, der im wesentlichen von der Überfallhöhe des Wasserspiegels hinter dem Biegeblech abhängt. Mit dem Anstieg der Wasserspiegeldifferenz vor und hinter dem Biegeblech stellt sich zunächst ein unvollkommener Auslauf ein; im weiteren Verlauf sogar ein Wechselsprung mit Deckwalze (Bild 3), der den Abfluß "bremst" und erst nach Erreichen einer bestimmten Wasserspiegellage "ausgeblasen" wird. Beim "Herunterfahren" des Wasserspiegels fällt die Strömung dann aber erst unterhalb der genannten Wasserspiegellage ("Ausblas-Marke") zusammen (Hysterese), und es entsteht wieder ein Wechselsprung.



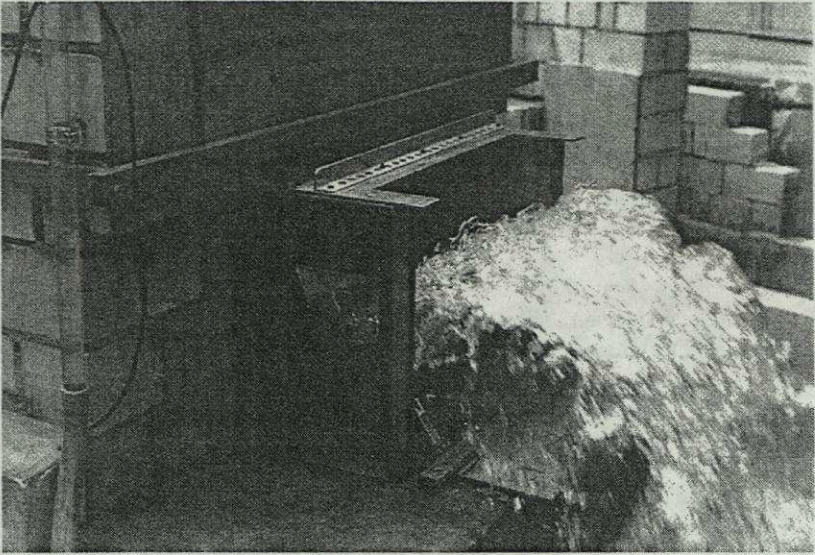


Bild 3: Abfluß mit Wechselsprung

Nach dem "Ausblasen" des Wechselsprungs erhöht sich mit steigendem Wasserstand der statische Wasserdruck auf das Federblech und - deutlich sichtbar - die Verbiegung des Federbleches. Gleichzeitig verringert sich die hydraulisch wirksame Schlitzhöhe  $e$  bzw. Fließfläche  $A$ . Die Abweichungen der gemessenen Biegelinie von der rechnerisch ermittelten waren vergleichsweise gering ( $<0,5\text{mm}$ ). Die rechnerisch ermittelten Spannungen im Biegeblech liegen unterhalb der zulässigen.

Die Meß- und Rechenergebnisse für Wasserspiegellage und Schlitzausfluß wurden in x-y-Diagrammen aufgetragen. Aus diesen ließ sich ablesen, welche Konstruktionen den Anforderungen der Aufgabenstellung ( $Q$  weitgehend unabhängig von  $h$ ) entsprechen.

### Schwingungen

Geringe Schwingungen treten lediglich zu Beginn der Versuche auf, wenn sich hinter dem Federblech ein Wechselsprung ausbildet. Da sowohl Amplitude (ca.  $1...2\text{ mm}$ ) als auch Frequenz (ca.  $1...5\text{ Hertz}$ ) der Federblechschwingung sehr gering sind sowie der statische Wasserdruck kaum mehr als  $150...200\text{ mm WS}$  beträgt, können diese Schwingungsbelastungen vernachlässigt werden.

Nicht vernachlässigt werden können dagegen Schwingungen, die durch Konstruktionsfehler angefacht werden können: Ist ein Zuschlagen des Schlitzes



geometrisch möglich, so kommt es bereits vor diesem Punkt zum Anfachen von starken Schwingungen, die durch ein ungenügend ausgesteiftes Sohlblech noch verstärkt werden können (Resonanz).

### Ausflußbeiwerte

Die mit konstanten  $\mu$ -Beiwerten theoretisch ermittelten H-Q-Beziehungen stimmten nur in der Größenordnung mit den Versuchsergebnissen überein. Eine theoretische Erfassung des Ausflußbeiwertes (als  $\mu$ -Beiwert bei seitlichem Ausfluß) ist allerdings sehr problematisch, da es sich bei der Stauwand um eine gebogene Fläche handelt. Die Tangente an diese Fläche im Fußpunkt ändert außerdem mit steigendem Wasserstand ihren Winkel zum Sohlblech. Darüber hinaus ist der Ausflußstrahl nicht horizontal, sondern schräg nach oben gerichtet.

Die Berechnungen aus den Versuchsergebnissen ergaben allerdings, daß sich der  $\mu$ -Beiwert im für die Praxis interessanten Bereich höherer Wasserspiegellagen nur vergleichsweise gering ändert. Nach dem Verschwinden des Wechselsprungs hinter dem scharfkantigen Federblech ergeben sich  $\mu$ -Beiwerte von 0,61...0,63, die in Abhängigkeit vom Wasserstand - und somit von der Biegelinie und vor allem vom sich verändernden Winkel - schließlich bis auf Werte von 0,66...0,70 anwuchsen.

Die (indirekte) Abhängigkeit des  $\mu$ -Beiwertes vom Wasserstand kann daher ausreichend genau durch die Beziehung

$$\mu(h) = \mu_0 \cdot \left(1 + 0,1 \cdot \frac{h}{500\text{mm}}\right)$$

angegeben werden, wobei für das scharfkantige Blech

$$\mu_0 = 0,61$$

einzusetzen ist.

### Ergebnisse

Mit der Einstellung des Abstandes  $e_0$  (in Ruhestellung) zwischen Federblech-Unterkante und Sohle legt man weitgehend die Größenordnung des Schlitzdurchflusses fest.

Die Wahl des Winkels  $\gamma$  zwischen Federblech und Sohle beeinflusst den Verlauf der h-Q-Beziehung im oberen h-Bereich. Wählt man den Winkel zu groß, wächst der Durchfluß auch bei höheren Wasserspiegellagen. Wählt man ihn zu klein, so verringert sich der Durchfluß bei höheren Wasserspiegellagen. Wählt man ihn so klein, daß theoretisch ein Zuschlagen der Schlitzöffnung möglich wäre, so können bereits bei niedrigen Wasserspiegellagen starke Schwingungen auftreten (Anfachung durch den anfänglichen Wechselsprung).



## Anwendung

Für die Praxisanwendung wurde empfohlen, auf der Rückseite des Federbleches ein 90°-Winkelprofil zur Aussteifung quer zur Belastungsrichtung anzubringen. Versuche mit einem Winkelprofil auf der Rückseite zeigten, daß die Regelungswirkung des Biegebleches nicht beeinflusst wird.

Da die Biegelinie und damit Spur der Unterkante des Federbleches sehr stark von den Material- und geometrischen Werten ( $L^5$ ,  $d^3$ , E-Modul) abhängen und Fehler bei deren Bestimmung sehr starken Einfluß auf die eintretende  $h$ - $Q$ -Beziehung haben, sollte durch Belastungsversuche die tatsächliche Biegelinie vorab bestimmt und daraus die optimale Wahl der Schlitzöffnung  $e_0$  und des Winkel  $\gamma$  getroffen werden. Genaue Zahlenwerte sind bei der der Umwelt- und Fluidtechnik Dr. H.J. Brombach, Bad Mergentheim zu erfragen.

Im Ergebnis dieser Untersuchungen bietet die Firma Umwelt- und Fluidtechnik Auslaufschlitzkonstruktionen für annähernd konstante Ausflußwerte im Bereich von 20 ... 100 l/s\*m (bei Wasserständen zwischen 250 ... 700 mm über Öffnungshöhe) an.

In der Praxis ist die Schlitzausbildung in der Regel so vorgesehen, daß die Sohle auf vorher bestimmte Werte fest betoniert wird und die Federblecheinspannung verstellbar gehalten wird. Für Feineinstellungen könnte dann der Einspannwinkel des Federbleches verändert werden. Damit wurde eine sehr flexibel einsetzbare Konstruktion im Zuge der Zusammenarbeit zwischen Praxis und Forschung entwickelt, die es erlaubt, noch besser Forderungen des Anwenders gerecht zu werden.



# Hydromechanische Grundlagen der Schwallspülung

D. Aigner

Die bisherigen Untersuchungen am Modell der Drehbogenanlage und am Pilotprojekt in Dresden-Leuben zeigten, daß es möglich ist, durch die schnelle Freigabe von angestautem Abwasser eine Spülwirkung im Kanal zu erzeugen. Die über Stunden gesammelte Energie des Wassers wurde innerhalb weniger Minuten freigesetzt. Der erzeugte Schwall erreichte Geschwindigkeiten von über 2 m/s und konnte innerhalb der Meßstrecke von etwa einem Kilometer nach dem Drehbogen eindeutig nachgewiesen werden. Messungen der Ablagerungsentwicklung im Staubereich vor dem Drehbogen und im anschließenden Kanalbereich zeigten eine vollständige Beseitigung feiner Materialien und eine Bewegung der noch vorhandenen groben Ablagerungen. Der ursprünglich bis zu 50% zugesetzte Kanal wurde fast vollständig freigespült. Durch die Kombination von theoretischen Untersuchungen und praktischen Messungen an Modell und Pilotanlage besteht die Möglichkeit, grundlegende Betrachtungen zum Wechselspiel zwischen Ablagerungen, Verfestigungen und Bewegung von Sedimenten in Abhängigkeit von der Abwasserbewegung durchzuführen, um Aussagen über notwendige Größen des Staupotentials, über den Remobilisierungseffekt der Ablagerungen oder den notwendigen Abstand von Spülzyklen zur effektiven Spülung treffen zu können.

## Ablagerungen im Kanal

In Abwasserleitungen, insbesondere den großen Sammlern der Mischkanalisation mit geringem Sohlgefälle, bilden sich Ablagerungen, die den Fließquerschnitt und damit die Leistungsfähigkeit des Kanals einschränken. Umweltschädigendes Anspringen von Regenwasserüberläufen ereignet sich dadurch häufiger. Die Ablagerungen verfestigen sich mit zunehmendem Alter stark. Die Beseitigung dieser Ablagerungen erfolgt heutzutage gewöhnlich in großen Zeitabständen (Jahren, Jahrzehnten) mit einem erheblichen Aufwand an Kosten, Energie und manueller Arbeit unter extrem inhumanen Bedingungen.

Bei der Unterschreitung eines kritischen Zustandes, z.B. der kritischen Transportgeschwindigkeit, kommt es im Kanal zu Ablagerungen.

Da die Abwasserinhaltsstoffe in ihrer Größe, Dichte und Struktur sehr unterschiedlich sein können und teilweise ein großes Spektrum umfassen, wird es auch bei relativ großen Geschwindigkeiten bereits zum Absinken von schwereren Teilchen kommen. Diese "beweglichen" Ablagerungen werden zum Teil sogar zugelassen, da sie weiteren Ablagerungen und Verfestigungen entgegenwirken und sich selbst durch ihre Bewegung nicht verfestigen. (Fröhlich 1985, Sander 1989). Die Kraftwirkung auf die Sohle und damit auf abgesetzte Teilchen ergibt sich aus



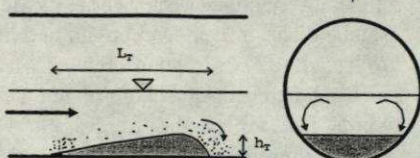
der Strömungsgeschwindigkeit. Sie läßt sich ableiten aus dem Kräftegleichgewicht zwischen den Bewegungskräften des Wassers, dem Gefälle und der Masse sowie den dieser Bewegung entgegengesetzten Kräften, bestimmt durch die Rauheit und Geometrie des Kanals. Diesem statischen Gleichgewicht überlagert sich eine dynamische Teilchenbeanspruchung. Infolge der Turbulenz (Strömungsschwingung) kann es zwischen der Strömung und den Teilchen zur Wechselwirkung bis hin zur Resonanz kommen, d.h. die Teilchen werden angeregt. Dadurch verringert sich kurzzeitig das Gewicht und damit die Haftung der Teilchen und es kommt zur leichteren Teilchenbewegung und zum Transport.

Reichen die turbulenten Bewegungen der Strömung nicht mehr aus, alle Teilchen in Schwebelage zu halten, beginnt der Ablagerungsprozeß und es bilden sich erst einzelne und später regelmäßige herzförmige Ballen. Die Teilchen werden durch den Strömungsangriff oberwasserseitig abgetragen und an der Unterwasserseite der Ballen wieder abgelagert, so daß eine Bewegung dieser Ballen stattfindet.

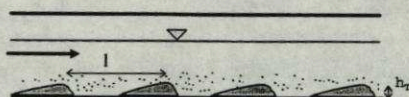
Haben sich erst einmal Ablagerungen gebildet, verringern sich automatisch die Strömungskräfte, wenn man davon ausgeht, daß das Energiegefälle  $I_E$  erhalten bleibt und der hydraulische Radius  $r_{hy}$  abnimmt. Die Größe der Schubspannung ergibt sich nach dem o.g. Gleichgewicht (siehe Bild 3 und Gleichung 1).

Bild 1:  
Ablagerungsentwicklung  
im Abwasserkanal

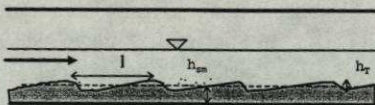
a Einzelablagerung  
herzförmiger Ballen



b Bildung eines Pulksystems



c Entstehung geschlossener  
Ablagerungen



$$\rho \cdot g \cdot A \cdot dL \cdot \sin \alpha = \tau_o \cdot l_u \cdot dL$$

$$\sin \alpha \approx I_E$$

$$\tau_o = \rho \cdot g \cdot \frac{A}{l_u} \cdot I_E = \rho \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I_E$$

(1)



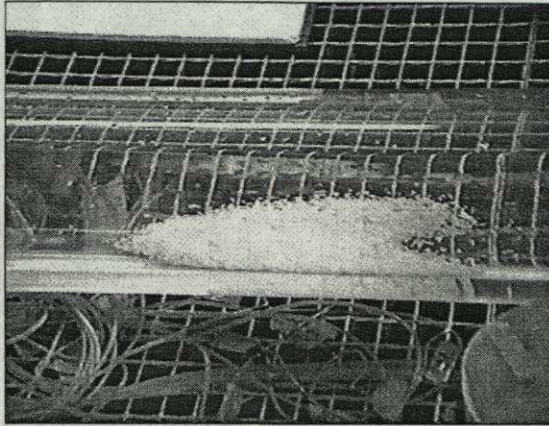


Bild 2: Einzelballenablagung im Modell DN 200

Durch die Ablagerungen vergrößert sich meist noch die Rauheit des Kanals, d.h. der Manningbeiwert  $k_{st}$  wird geringer. Das bedeutet, daß bei gleichem zur Verfügung stehenden Energiegefälle  $I_E$  eine geringere Geschwindigkeit des Wassers vorhanden ist.

$$v = k_{st} \cdot \sqrt{I_E} \cdot r_{hy}^{2/3} \quad (2)$$

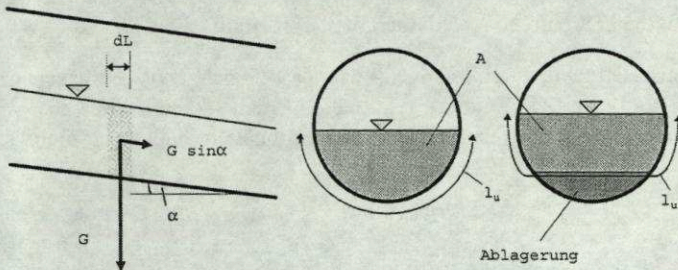


Bild 3: Schubspannungsermittlung

Das Bild 4 zeigt die Entwicklung der Schubspannung ohne und mit Ablagerungen in einem kreisförmigen Kanal bei gleichem Durchfluß durch die Veränderung des hydraulischen Radius.



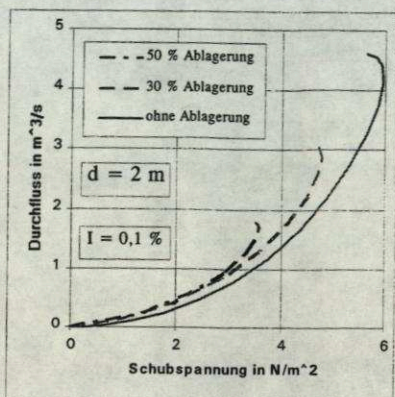


Bild 4: Schubspannungsentwicklung ohne und mit Ablagerungen

### Transport von Ablagerungen

Ein Maß für die Teilchenbeanspruchung ist die Schubspannung, da sie als einzige faßbare Größe meß- bzw. berechenbar ist. Die Beanspruchung der Teilchen ist jedoch vielschichtiger. Transportiert werden sie vor allem erst nachdem sie durch die turbulente Strömung (Schwingungen) aus ihrem Verbund gelöst und ihre Haftung an den Untergrund überwunden wurde. Schwingende bzw. „tanzende“ Teilchen lassen sich leichter im Abwasser bewegen. Eine Aufgabe ist es also, Teilchen durch starke statische und dynamische Beanspruchung aus dem abgelagerten Verbund zu lösen und andererseits durch die turbulente Strömung ihre Beweglichkeit aufrecht zu erhalten bzw. zu vereinfachen.

Eine kurze Betrachtung soll zeigen, wie das Gleichgewicht zwischen einem Teilchen und der Strömung ermittelt werden kann und in welchem Zusammenhang diese Betrachtung zum konventionellen Shield-Parameter steht.

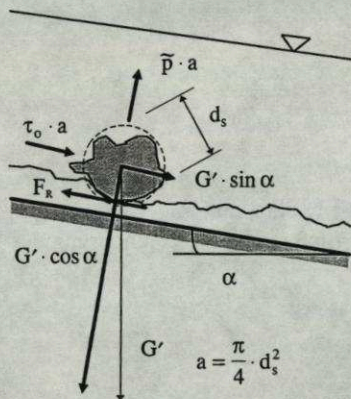


Bild 5: Teilchenbeanspruchung im Kanal



Ausgangspunkt ist die Aufstellung des Kräftegleichgewichtes zwischen den die Bewegung eines Teilchens verhindernden und den aktivierenden Kräften im Kanal. Bild 5 zeigt die idealisierte Darstellung dieses Kräftegleichgewichtes. Aus der Summe der Kräfte in Sohlrichtung entsteht die Beziehung zwischen mittlerer Geschwindigkeit und Partikeleigenschaften.

$$\tau \cdot a + G' \cdot \sin \alpha = (G' \cdot \cos \alpha - \tilde{p} \cdot a) \cdot \mu \quad (3)$$

$$\tau = \frac{\lambda}{8} \cdot \rho_w \cdot v^2 \quad \text{mittlere Schubspannung}$$

$$\tilde{p} \approx c \cdot \frac{\rho_w}{2} \cdot v^2 \quad \text{Druckpulsation}$$

$$G' = V \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot g \quad \text{reduziertes Gewicht des Sedimentes}$$

$$\frac{V}{a} = \frac{2}{3} \cdot d_s \quad \text{Volumen-Flächenbeziehung einer Kugel}$$

$$\mu \quad \text{Reibungs- bzw. Haftungsbeiwert des Teilchens}$$

Für den Grenzbereich zwischen Ablagerung und Transport des Teilchens ergibt sich für sehr flache Gerinne ( $\sin \alpha \approx 0$  und  $\cos \alpha \approx 1$ ) :

$$d_s \leq \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s - \rho_w} \cdot \frac{3}{2} \cdot \left( \frac{\lambda}{4 \cdot \mu} + c \right) \quad (4)$$

Der Shield-Parameter kann aus Gleichung (4) abgeleitet werden zu:

$$Si = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot d_s} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{\frac{1}{\mu} + \frac{4 \cdot c}{\lambda}} \quad (5)$$

Der Shield-Parameter ist also eine Funktion der Haftungsbedingung der Teilchen, den Druckschwankungen (Turbulenz) und der Rauheit des Gerinnes. Je geringer die Haftungsbedingungen (kleiner  $\mu$ -Wert), desto geringer wird der Einfluß von Turbulenz und Reibung, wird aber die Haftungsbedingung  $\mu$  größer, dann entscheidet die Intensität der Turbulenz, ob ein Teilchen sich löst und transportiert wird oder nicht. Liegen die Frequenzen der turbulenten Schwankungen in der Größenordnung der Eigenfrequenz der Teilchen, oder nähert sich die Schwankungsgröße der Größenordnung der mittleren Geschwindigkeit, dann ist diese Beanspruchung maßgebend für den Transport und die Reibungs- und Haftungsbedingungen des Teilchens sind vernachlässigbar. Bild 6 zeigt die Abhängigkeit zwischen Teilchengröße und Geschwindigkeit für den Transportbeginn bei verschiedenen Annahmen der Turbulenz.



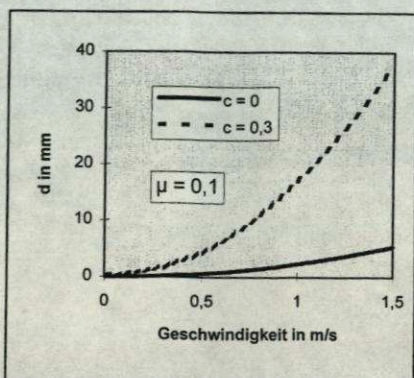


Bild 6: Beginn der Sedimentbewegung in Abhängigkeit von der Strömungsgeschwindigkeit

Beim Schwall ist die Turbulenz im Schwallkopf viel intensiver als bei normaler Strömung. Sie erreicht wahrscheinlich annähernd die Größenordnung der Geschwindigkeit selbst, so daß auch fest eingebundene Sedimente oder Verkrustungen nach längerer bzw. intervallartiger Beanspruchung gelöst und transportiert werden. Nach einer intensiven mehrwöchigen Spülphase am Drehbogen-Pilotprojekt konnten nur noch grobe Ablagerungen festgestellt werden. Sedimentdurchmesser bis zu 100 mm (Pflastersteine) wurden im Kanal transportiert.

### Vereinfachte Berechnungen im Kreisprofil

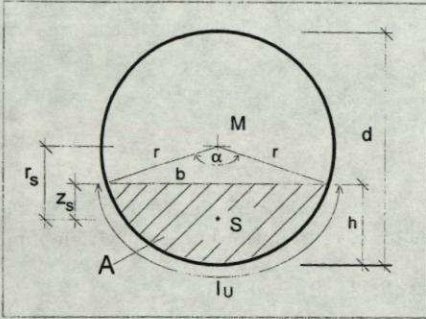
Die hydraulischen Berechnungen von teilgefüllten Rohrleitungen, z.B. von Abwasserleitungen, basieren insbesondere auf die geometrischen Berechnungen des Kreissegmentes, des Kreisbogens und der Kreissehne. Diese Größen ergeben die Durchflußfläche  $A$ , den benetzten Umfang  $l_u$  und die Wasserspiegelbreite  $b$  als Grundlage zur Berechnung des Durchflusses, des hydraulischen Radius oder der Druckvektoren. Diese geometrischen und hydraulischen Größen werden im allgemeinen aus dem Zentriwinkel  $\alpha$  und dem Radius  $r$  bzw. dem Durchmesser  $d$  berechnet (Bild 7).  $M$  ist der Mittelpunkt des Kreises und  $S$  der Schwerpunkt der Fläche  $A$ .

$$A = \frac{r^2}{2} \cdot (\alpha - \sin \alpha) \quad (6)$$

$$l_u = \alpha \cdot r \quad (7)$$

$$r_{hy} = \frac{A}{l_u} = \frac{d}{4} \cdot \left( 1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha} \right) \quad (8)$$




 Bild 7:  
Geometrische Größen des Kreisprofils

$$b = d \cdot \sin \frac{\alpha}{2} \quad (9)$$

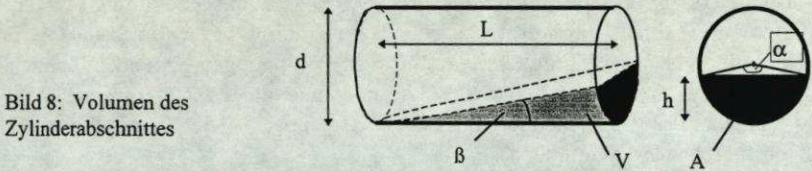
$$h = r \cdot \left( 1 - \cos \frac{\alpha}{2} \right) \quad (10)$$

$$r_s = \frac{b^3}{12 \cdot A} \quad (11)$$

$$z_s = r_s - (r - h) \quad (12)$$

Für die weitere hydraulische Berechnung z.B. der Druckkräfte oder der Ablagerungskörper ist die geometrische Berechnung des Volumens  $V$  eines unter einem Winkel  $\beta$  herausgeschnittenen Teiles eines Zylinders bzw. zur Ermittlung der Angriffsfläche der Schubspannung dessen Mantelfläche erforderlich (Bild 8).

Das Volumen  $V$  ergibt sich aus der Integration der Fläche  $A$  über die Länge  $L$  des Zylinderabschnittes zu:


 Bild 8: Volumen des  
Zylinderabschnittes

$$V = \frac{r^2}{2} \cdot \int_0^L (\alpha - \sin \alpha) dL \quad \text{mit } \alpha = \arccos \left( 1 - 2 \cdot \frac{h}{d} \right) \quad (13)$$

$$V = \frac{r^3}{4 \cdot \tan \beta} \cdot \left( 3 \cdot \sin \frac{\alpha}{2} - 2 \cdot \alpha \cdot \cos \frac{\alpha}{2} + \frac{1}{3} \cdot \sin \frac{3 \cdot \alpha}{2} \right)$$



Zur Abschätzung von Einflußgrößen oder zur Überschlagsrechnung genügen oft Näherungsformeln, wie sie z.B. von Hager (1990) für die Berechnung der Querschnittsfläche angegeben wurde:

$$A = \frac{4}{3} \cdot d^2 \cdot \left[ \left( \frac{h}{d} \right)^{1.5} - \frac{1}{4} \left( \frac{h}{d} \right)^{2.5} - \frac{4}{25} \cdot \left( \frac{h}{d} \right)^{3.5} \right] \quad (14)$$

Diese Gleichung weist einen Fehler von weniger als 1,3% auf und wird durch Integration zur Volumenfunktion (Gleichung 15) mit einem Fehler zur Gleichung 13 von weniger als 0,6%.

$$V = \frac{r^3}{\tan \beta} \cdot \left[ \frac{64}{15} \cdot \left( \frac{h}{d} \right)^{2.5} - \frac{16}{21} \cdot \left( \frac{h}{d} \right)^{3.5} - \frac{256}{675} \cdot \left( \frac{h}{d} \right)^{4.5} \right] \quad (15)$$

Näherungsformeln, die noch einfacher handhabbar sind, aber Abweichungen von bis zu 6% und für sehr kleine Werte noch größere aufweisen, sind die Flächennäherung Gleichung 16 und die Volumenfunktion Gleichung 17:

$$A = \frac{7}{6} \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \left( \frac{h}{d} \right)^{\frac{4}{3}} \quad (16)$$

$$V = \frac{\pi \cdot r^3}{\tan \beta} \cdot \left( \frac{h}{d} \right)^{\frac{7}{3}} \quad (17)$$

Mit diesen zwei Gleichungen können Abhängigkeiten im Kreisprofil schnell und einfach qualitativ untersucht werden, wenn man die quantitativen Fehlerabweichungen beachtet.

Zur Bilanzierung des Sedimenttransportes kann z.B. mit Gleichung 17 das Volumen eines Ablagerungskörpers abgeschätzt werden. Nach Yalin (1964) wird die Höhe der sich bei bestimmten hydraulischen Bedingungen einzeln bildenden Transportkörper aus dem 6. Teil der Wassertiefe und die Länge etwa aus dem 1000-fachen des Teilchendurchmessers berechnet. Die Neigung der Transportkörper wird damit zu:

$$\tan \beta = \frac{h_T}{L_T} = \frac{h}{6000 \cdot d_s} \quad (18)$$

Aus diesen zwei Gleichungen kann man das Volumen eines einzelnen Transportkörpers (Gleichung 19) berechnen.

$$V \cong 36,23 \cdot d^{\frac{2}{3}} \cdot h^{\frac{4}{3}} \cdot d_s \quad (19)$$



Die Froudezahl zur Bestimmung des Fließzustandes im Kreisquerschnitt wird berechnet aus :

$$Fr = \frac{v}{v_{gr}} \quad v_{gr} = \sqrt{\frac{g \cdot A}{\frac{\delta A}{\delta h}}} \quad (20)$$

Die Grenzgeschwindigkeit  $v_{gr}$  oder kritische Geschwindigkeit wird auch als Fortpflanzungsgeschwindigkeit einer Flachwasserwelle bezeichnet. Vereinfacht ergibt sich die Froudezahl für das Kreisprofil zu (Hager 1990):

$$Fr \equiv \frac{Q}{\sqrt{g \cdot D \cdot h^2}} \quad (21)$$

und somit eine vereinfachte kritische Wassertiefe für  $Fr=1$  mit einem maximalen Fehler von 6% (Hager 1990, Aigner 1994) zu:

$$h_{gr} \equiv \sqrt[4]{\frac{Q^2}{g \cdot D}} \quad (22)$$

Die Grenzgeschwindigkeit kann damit aus Gleichung 20 und Gleichung 16 für das Kreisprofil ermittelt werden zu:

$$v_{gr} = \sqrt{0,75 \cdot g \cdot h} \quad (23)$$

Diese Gleichung weicht allerdings für den Bereich  $\frac{h}{d} > 0,5$  progressiv von dem iterativ ermittelten Wert ab.

### Berechnung der Lage des Wechselsprunges im Kreisprofil

Die durch den Anstau von Wasser im Kanal gespeicherte Energie wird beim Überströmen oder Absenken des Drehbogens in Geschwindigkeit umgesetzt, es kommt zum schießenden Abfluß mit großer Geschwindigkeit und relativ geringer Wassertiefe. Die Größe der Geschwindigkeit ist vor allem von der Höhe des Überfalles abhängig. Der sich einstellende schießende Abfluß setzt sich unterhalb des Drehbogens solange fort, bis infolge der Strömungsverluste die Impulskraft der schießenden Strömung gleich der Impulskraft des strömenden Normalabflusses ist. An dieser Stelle stellt sich der Umschlag vom schießenden zum strömenden Abfluß als sogenannter Wechselsprung ein. Es stand die Frage, wie weit dieser schießende Abfluß erhalten bleibt und von welchen Größen diese Entfernung abhängig ist.

Die Lage des Wechselsprunges kann mit Hilfe der Staulinienberechnung zwischen dem Strömungsprofil (0) und dem Profil am Wechselsprung (1) ermittelt werden (Bild 9). Die Geschwindigkeit  $v_0$  und damit die Wassertiefe  $h_0$  ergeben sich aus



der Energiegleichung der Anfangsbedingung und die Wassertiefe am Wechselsprung  $h_1$  (konjugierte Wassertiefe) sowie die Geschwindigkeit  $v_1$  errechnet man aus dem Stützkraftsatz zwischen den Schnitten (1) und (2), wobei sich die Werte im Schnitt (2) aus den normalen Abflußbedingungen des Abwasserprofiles ergeben (Aigner/Cherubim 1993).

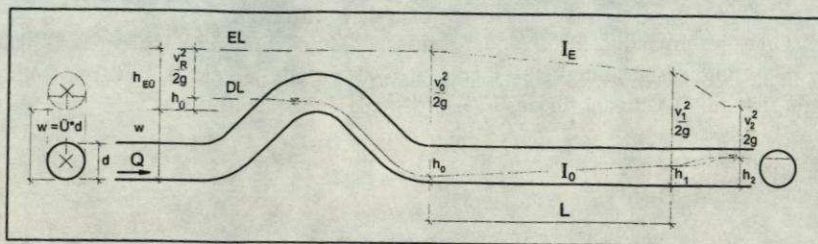


Bild 9: Energie und Drucklinienverlauf am Drehbogen

Zur Ermittlung der Unterwassertiefe  $h_2$  werden vor allem die Größe, die Rauheit und das Gefälle der Abwasserleitung benötigt.

$$h_2 = f(Q, I, k, d)$$

Für die Ermittlung des Durchflusses kann die universelle Fließformel oder die Manningformel herangezogen werden.

Am Wechselsprung stellt sich ein Kräftegleichgewicht zwischen der Stützkraft des strömenden Normalabflusses und der Stützkraft im schießenden Bereich ein. Grundvoraussetzung für das Vorhandensein eines Wechselsprunges im Unterwasser ist strömender Abfluß im Kanal und schießender Abfluß an einer Beschleunigungsstrecke.

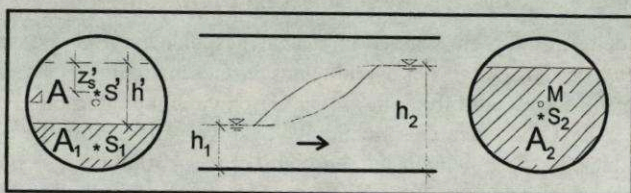


Bild 10: Wechselsprungberechnung im Kreisprofil

Der umgestellte Stützkraftansatz lautet:

$$\frac{v_2^2}{g} \cdot \frac{A_2^2}{A_1} + z_{s1} \cdot A_1 = \frac{v_2^2}{g} \cdot A_2 + z_{s2} \cdot A_2 \quad (24)$$

Diese Gleichung ist nur mit Vereinfachungen nach  $A_1$  bzw.  $h_1$  auflösbar.



Durch die Erweiterung der Gleichung mit  $\frac{d}{A_2^2}$  und weiteren Umstellungen erhält man:

$$Fr_2^2 = \frac{v_2^2}{g \cdot \frac{A_2}{d}} = \frac{A_1}{A_2} \cdot \left( \frac{h' \cdot d}{\Delta A} - \frac{z'_s \cdot d}{A_2} \right) \quad (25)$$

Durch Vereinfachung mit

$$z_1 \cdot A_1 = (z_2 - h') \cdot A_2 + z'_s \cdot \Delta A$$

$$h' \cdot d \approx \Delta A \quad \text{und} \quad z'_s \cdot d \approx \frac{\Delta A}{2}$$

ergibt sich für  $\frac{\Delta A}{A_2}$  eine quadratische Gleichung und daraus die einzig reale Lösung zu:

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{1}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_2^2} - 1 \right) \quad (26)$$

Führt man die Erweiterung und Vereinfachung nicht mit  $d$  sondern mit  $b_2$  für  $Fr_2$  durch, erhält man die gleiche Lösung (siehe ZÄSCHKE 1970). Die Ergebnisse dieser vereinfachten Lösungen weichen von den realen Werten leicht ab (siehe Bild 11).

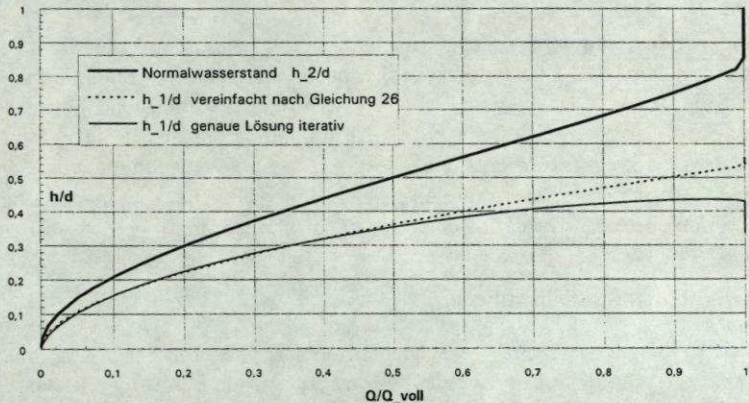


Bild 11 Vergleich der berechneten konjugierten Wassertiefen

Die genaue Lösung wird iterativ aus dem auf die Winkel  $\alpha_1$  und  $\alpha_2$  bezogenen Stützkraftgleichgewicht berechnet. Diese Auswertung kann auf einem Rechner durch Berechnung des Winkels  $\alpha_1$  unter Annahme des Winkels  $\alpha_2$  erfolgen.



Die Entfernung des Wechselsprunges vom Schnitt 0 wird mit Hilfe der Staulinienberechnung zwischen den Schnitten (0) und (1) in mehreren Schritten ermittelt. Für die Berechnung bietet sich das  $\Delta x$ -Verfahren an.

Im Bild 12 sind Meßergebnisse aus den Modellversuchen dargestellt. Der Vergleich mit dem Rechenergebn zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen Theorie und Versuch. Am Pilotprojekt wurde dieser Bereich mit maximal 50 m berechnet, aufgrund der örtlichen Bedingungen hatte er praktisch keine Bedeutung.

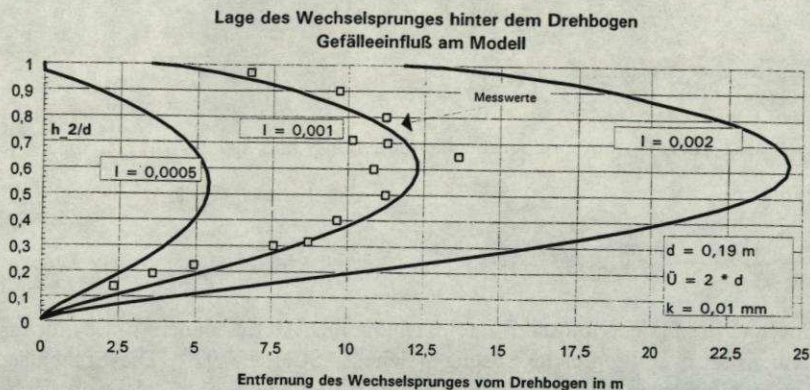


Bild 12: Schießender Strömungsbereich nach dem Drehbogen

Der schießende Strömungsvorgang wird bei Spülungen in relativ kurzen und z.T. steilen Bereichen, z.B. Rückhaltebecken, genutzt. Spülkammern oder Spülkippen halten Teile des Wassers bis zur Entleerung der Becken zurück und geben diese plötzlich frei, so daß ein schießender Abfluß auf trockener Sohle mit sehr turbulentem Strömungskopf entsteht. Diese Art der Schwallspülung wird bereits bei vielen Anwendern sehr erfolgreich genutzt. Für relativ flache Abwasserkanäle ist dieser schießende Schwall örtlich und zeitlich sehr begrenzt.

### Geschwindigkeit der Schwallwelle

Durch den Aufstau in Kammern, Schächten oder Kippen bzw. den Rückhalt im Kanal und die plötzliche Freigabe des Abwassers werden Schwallwellen erzeugt. Für den Kanalbereich wurde bisher festgestellt, daß die Kapazität und Dauer der Spülung im Abwasserkanal nie für einen großen Reinigungserfolg ausreichte (Brombach 1993). Auch in den Untersuchungen am Drehbogen zeigte sich, daß eine Schwallwelle mit Spitzengeschwindigkeiten von über 2 m/s nach wenigen Minuten (je nach Stauvolumen) einen Punkt durchlaufen hatte. Ein Spülerfolg war nach einer Welle nicht nachweisbar. Nach einer intensiven Spülphase und im



Intervallbetrieb konnte man jedoch deutliche Veränderungen der Ablagerungen auch durch Meßwerte nachweisen. Bild 15 zeigt die Wasserstandsentwicklung gemessen an vier Schächten nach dem Drehbogen für eine Intervallspülung. Die Schwallwellengeschwindigkeit ist aus der Laufzeit zwischen den Schächten berechenbar. Die Entwicklung der Wasserspiegellagen zeigt deutlich deren Abnahme auf dem Weg durch den Kanal. Ähnlich verringert sich die Geschwindigkeit der Schwallwelle.

Die Berechnung einer Schwallbewegung in einem relativ flachen Abwasserkanal kann in Anlehnung an die Methode des „bewegten“ Kanals durchgeführt werden. Durch die Galileische Transformation des Schwallkopfes in ein Bezugssystem, das sich mit der Geschwindigkeit  $v_s$  des Schwallkopfes bewegt, wird die einfache Beschreibung der Strömungsvorgänge ermöglicht. Das Kräftegleichgewicht zwischen dem „bewegten“ Kanal und dem „stehenden“ Schwallkopf in Strömungsrichtung auf trockener Sohle lautet:

$$\rho \cdot g \cdot V_o + \rho \cdot g \cdot V_s \cdot I = \int_{L_k} \tau(x) \cdot l_u(x) dx \quad (27)$$

Aus der Gleichung für die Schubspannung (Gleichung 1) und der nach dem Energiegefälle umgestellten Gleichung 2 ergibt sich die resultierende Schubkraft zu:

$$\begin{aligned} \int_{L_k} \tau(x) \cdot l_u(x) \cdot dx &= \rho \cdot g \cdot \frac{v_s^2}{k_{st}^2} \cdot \int_{\frac{r_{hy}}{1/3}}^{L_k} \frac{l_u(x)}{r_{hy}} dx = \\ &= \frac{\rho \cdot g \cdot v_s^2 \cdot r^{\frac{5}{3}}}{k_{st}^2 \cdot 2^{\frac{2}{3}} \cdot \tan \beta} \cdot \int_0^\alpha \frac{\sin \frac{\alpha}{2}}{\sqrt[3]{1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha}}} \cdot d\alpha \end{aligned} \quad (28)$$

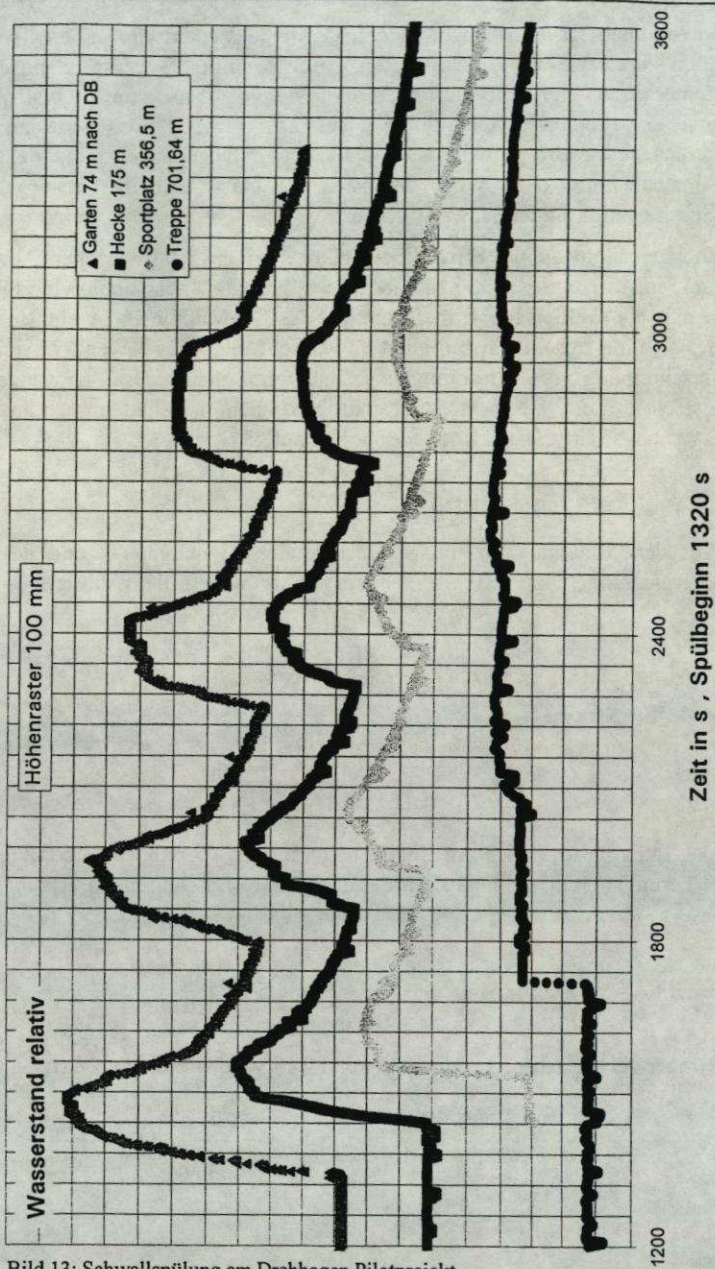
Das Integral in Gleichung 28 ist nicht lösbar, so daß eine möglichst einfache Näherungslösung gefunden wurde, die weitere Berechnungen erlaubt (Gleichung 29).

$$\int_{L_k} \tau(x) \cdot l_u(x) dx = \rho \cdot g \cdot \frac{v_s^2 \cdot r^{\frac{5}{3}}}{k_{st}^2 \cdot 2^{\frac{2}{3}} \cdot \tan \beta} \cdot 1,5 \cdot \pi \cdot \left( \frac{h_o}{d} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (29)$$

Mit der vereinfachten Volumengleichung 17 wird Gleichung 27 zu:

$$\frac{r^3 \cdot \pi}{\tan 45^\circ} \cdot \left( \frac{h_o}{d} \right)^{\frac{7}{3}} + \frac{r^3 \cdot \pi}{\tan \beta} \cdot \left( \frac{h_o}{d} \right)^{\frac{7}{3}} \cdot I = \frac{v_s^2 \cdot r^{\frac{5}{3}}}{k_{st}^2 \cdot 2^{\frac{2}{3}} \cdot \tan \beta} \cdot 1,5 \cdot \pi \cdot \left( \frac{h_o}{d} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (30)$$





gespeichert in MS\_TRANS.XLC am 10.08.1995

Bild 13: Schwallerspülung am Drehbogen Pilotprojekt



Die Geschwindigkeit des Schwallkopfes auf trockener Sohle ergibt sich aus Gleichung 30 zu:

$$v_s = k_{st} \cdot r^{\frac{2}{3}} \cdot 1,03 \cdot \sqrt{(\tan \beta + I)} \cdot \left(\frac{h_o}{d}\right)^{\frac{5}{6}} \quad (31)$$

Die Schwallkopfbewegung mit Rückstau ist ähnlich wie die auf trockener Sohle mit dem Kräfteansatz nach Bild 14 berechenbar. Die Gleichung wird jedoch viel komplizierter als Gleichung 31, so daß hier auf sie verzichtet wurde.

Es ergibt sich wie in Gleichung 31 eine Abhängigkeit vom Wasserstand, der Rauheit des Gerinnes und der Neigung  $\beta$  des Schwallkopfes. Wie aus Modell- und Praxisuntersuchungen festgestellt wurde, besteht offensichtlich zwischen der Gerinnerrauheit und der Form des Kopfes ein Zusammenhang, der die Ausbreitungsgeschwindigkeit des Kopfes scheinbar nicht beeinflusst.

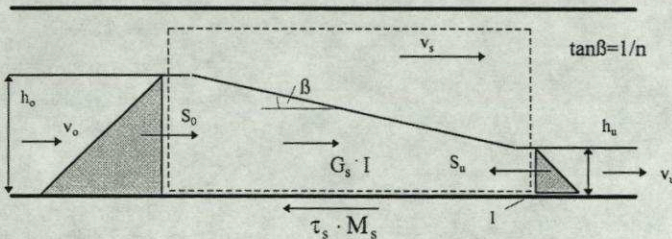


Bild 14: Kräfteansatz am Schwallkopf

Bei Messungen im 1200' er Kanal wurde eine sehr flache Neigung des Kopfes bis zu  $1/n=1/200$  festgestellt. Zum Teil war diese Tatsache natürlich der Abflußfunktion des sich absenkenden Drehbogens geschuldet. Die Welle „überholte“ sich praktisch und steilte sich auf. Ähnliche langgezogene Schwallköpfe wurden aber auch im Labor bei plötzlicher Wasserfreigabe festgestellt.

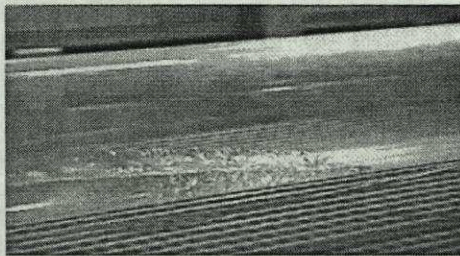


Bild 15: Schwallkopf im Labormodell



Durch die Vernachlässigung der Reibung und des Gefälleinflusses kann die Schwallgeschwindigkeit auch aus Gleichung 26 abgeleitet werden und ergibt sich dann für den rückgestauten Schwall zu:

$$v_s = v_u + \sqrt{\frac{g \cdot A_o}{2 \cdot d} \cdot \left( \frac{A_o}{A_u} + 1 \right)} \quad (32)$$

Bild 15 zeigt den Vergleich der Gleichungen 23 für die Grenzgeschwindigkeit, 32 für die Wechselsprungberechnung und die vollständige Berechnung mit Reibungseinfluß und verschiedenen angenommenen Schwallkopfneigungen. Wird die Grenzgeschwindigkeit (Gleichung 23) als Schwallwellengeschwindigkeit vorausgesetzt, dann ist damit der Zusammenhang zwischen Wasserstand und Geschwindigkeit definiert und aus Gleichung 31 ergibt sich der Zusammenhang zwischen Rauheit und Schwallkopfneigung.

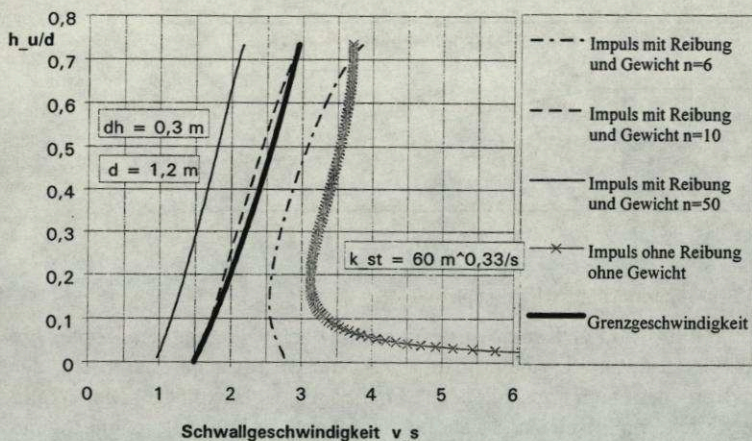


Bild 15: Schwallgeschwindigkeiten nach verschiedenen Formeln

Die gemessenen Schwallkopfgeschwindigkeiten ergaben gute Übereinstimmung mit der berechneten kritischen Geschwindigkeit (Grenzgeschwindigkeit Bild 15).

## Thesen

Aus den bisher durchgeführten Untersuchungen wurden folgende Thesen abgeleitet:

- Die Ausbreitungsgeschwindigkeit eines Schwallkopfes in einem flachen Abwasserkanal ist abhängig vom Wasserstand am Schwallkopf und der Kanalgeometrie. Sie entspricht der Grenzgeschwindigkeit.
- Die Form und Neigung des Schwallkopfes ist abhängig von der Rauheit des Kanals und den geometrischen Größen.



Diese Thesen sollen durch Modell- und Praxisuntersuchungen weiter überprüft werden. Dazu ist insbesondere der Aufbau eines Modelles mit beweglicher Sohle zur Simulation und Untersuchung der Bewegung des Schwallkopfes geplant.

### Schlußfolgerungen

Wie können Teilchen aus einem Ablagerungsverbund gelöst werden? Für die Lockerung und den Transport von Ablagerungen sind schnelle turbulente Strömungen erforderlich. Eine in vielen Veröffentlichungen angesprochene „z.T. getestete und vor allem zur Reinigung von Rückhaltebecken eingesetzte Methode ist die Schwallspülung. Hinsichtlich der Räumwirkung erweist sich der Schwall auf trockener Sohle als günstiger. Mit vereinfachten Berechnungsmethoden, z.B. für das Kreisprofil, kann eine Abschätzung der Bewegung des Wassers im Kanal und die dadurch hervorgerufene Kraftwirkung auf vorhandene Ablagerungen durchgeführt werden. Mit der Beziehung zwischen Wellengeschwindigkeit und Wasserstand als Randbedingung sowie der Durchflußganglinie einer Spülung kann die Entwicklung der Schwallwelle im Kanal, z.B. mit Hilfe der Saint-Venant-Gleichungen, berechnet werden. Die Ausdehnung einer Schwallspülung entlang einer Kanalstrecke ist damit nicht nur von den Kanalbedingungen selbst, sondern auch von der durch die Spülung ausgelösten Abflußfunktion (Ganglinie) abhängig. Nach praktischen Messungen und Erfahrungen kann sie mehrere tausend Meter betragen.

### Quellennachweis

- Aigner 1994** Aigner, D. :Hydraulische Berechnung von offenen Gerinnen. Wasserwirtschaft Wassertechnik,6/94 Verlag für Bauwesen Berlin 1994
- Aigner/Cherubim 1993** Aigner, D.; Cherubim, C. :Hydraulische Modellversuche zur Untersuchung des Drehbogens. Abschlußbericht, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden 1993
- Brombach 1993** Brombach, H.; Michelbach,S.; Wöhrle,C. :Feststoffe in der Mischwasserkanalisation - Sedimentation und Remobilisierung. korrespondenz abwasser 40. jg. 12/1993
- Fröhlich 1985** Fröhlich, G. : Über den Einfluß der Sohlform auf den Sandtransport bei geringen Feststoffkonzentrationen in teil- und vollgefüllten Rohrleitungen. Mitt. des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 88, Braunschweig 1985.
- Hager 1990** Hager, W. H.:Froude-Zahl im Kreisprofil. Korrespondenz Abwasser, 7/90 37.Jahrgang, S. 789-791
- Sander 1998** Sander, Th.: Ablagerungsprozeß und Feststofftransport in Abwasserleitungen. Mitt. des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 105, Braunschweig 1989.
- Zäschke 1970** Zäschke, W.: Wassersprung in kreisförmigen Gerinnen. fourgre's Nr.2, Sept.1970, Informations de la Fe'de'ration Europeéne des Fabricants de Tuyaux en Gre's.



## Symbolverzeichnis

A	$m^2$	Fläche
$\Delta A$	$m^2$	Flächendifferenz
a	$m^2$	Querschnittsfläche des Sedimentes
b	m	Wasserspiegelbreite
c	-	Beiwert
d	m	Durchmesser
Fr	-	Froudezahl
$G_s'$	N	Gewichtskraft unter Auftrieb
g	$m/s^2$	Erdbeschleunigung
h	m	Wassertiefe
$h_{gr}$	m	Grenzwassertiefe
$I_E$	-	Energieliniengefälle
I	-	Sohlgefälle
$k_{ST}$	$m^{1/3}/s$	Manningbeiwert
L	m	Länge
$l_u$	m	benetzter Umfang
$M_s$	$m^2$	Mantelfläche
n	-	Neigung
$\tilde{p}$	$N/m^2$	Druckpulsation
Q	$m^3/s$	Durchfluß
r	m	Radius
$r_{hy}$	m	hydraulischer Radius
$r_s$	m	Schwerpunktsabstand zum Kreismittelpunkt
Si	-	Shieldparameter
V	$m^3$	Volumen
v	m/s	Geschwindigkeit
$v_{gr}$	m/s	Grenzgeschwindigkeit
$z_s$	m	Schwerpunktsabstand zum Wasserspiegel
$\alpha, \beta$	°	Winkel
$\nu$	$m/s^2$	kinematische Viskosität
$\rho$	$kg/m^3$	Dichte
$\lambda$	-	Reibungbeiwert
$\tau$	$N/m^2$	Schubspannung





Schneider & Partner  
Ingenieurbüro für Bauwesen GmbH

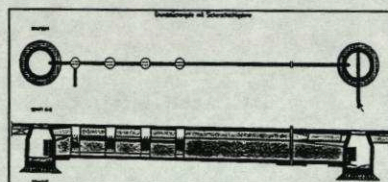
Ruppenweg 24, 96317 Kronach  
Tel.: 09261/566-0, Fax: 09261/51268

96317 Kronach	01109 Dresden
97475 Zeil am Main	07745 Jena
95447 Bayreuth	08527 Plauen
98617 Meiningen	60433 Frankfurt

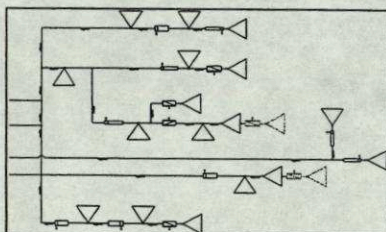
- Abwasserbehandlung
- Stadtentwässerung
- Wasserversorgung
- Verkehrsplanung
- Straßenentwurf
- Vermessung
- EDV-Dienstleistungen
- Statik - Tragwerksplanung
- Brückenbau
- Architektur
- Technische Ausrüstung/EMSR-Technik
- Raum- und Umweltplanung
- Projektsteuerung

## STADTENTWÄSSERUNG

- Generalentwässerungsplanung
- Kanalplanung
- Gewässerausbau
- Regenwasserbehandlung
- Stadthydrologische Sonderleistungen



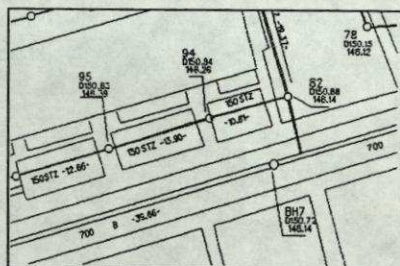
## KANALNETZSTEUERUNG



- Überwachung und Erfassung der Betriebsdaten an den Entlastungsanlagen
- Niederschlags- und Abflußmessung
- Auswertung der Meßdaten
- Nachweis des aktivierbaren Kanalspeichervolumens
- Niederschlags- und Abflußsimulationsmodelle
- Ermittlung des Steuerungspotentials in Hinblick auf Kanalnetzbewirtschaftung
- Kosten- und Wirksamkeitsanalyse

## GEOINFORMATIONSSYSTEME

- Liegenschaftsverwaltung  
Stadtgrundkarte
- Netzinformationssysteme  
Verkehrsanlagen
- Biotop-/ Baumkataster  
Altlastenkataster
- Architektur  
Facility Management
- Raumplanung  
Städtebau







**HYDROPROJEKT**  
INGENIEURGESELLSCHAFT

---

**Planung und Consulting  
für umweltgerechten Wasserbau**

**Leistungen aus einer Hand**

- **Wasserbau**
- **Wasserwirtschaft**
- **Umwelttechnik**
- **Sondergebiete**

**Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH**

**Firmensitz:**

**Dittelstedter Grenze 3**

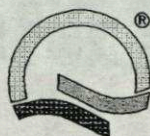
**99099 Erfurt**

**Tel.: 0361 43760**

**Fax: 0361 436405**

**Büros in: Berlin, Blankenburg, Dresden, Erfurt**





# HST

## HYDRO-SYSTEMTECHNIK

*Partner der  
Wasserwirtschaft*

### Ihr Partner rund um's RÜB

Unser Unternehmen ist ein kompetenter Partner für die Lieferung komplexer mechanischer, maschinentechnischer und elektronischer Meß-, Steuer- und Regelsysteme für die Wasserwirtschaft im kommunalen und industriellen Bereich.

Stellvertretend sei genannt:

- |                         |  |
|-------------------------|--|
| * <b>HydroDat</b> ®     | - Betriebsmanagementsystem                           |
| * Meß-/Regeltechnik     | - MID, Venturi-Abflußregelung, <b>HydroMat</b> ®     |
| * <b>ASK</b> -Wehr      | - schwimmergesteuertes Klappenwehr                   |
| * <b>GSK</b> -Wehr      | - Gewichtsstauklappe                                 |
| * <b>ALH</b> -Wehr      | - luftgesteuertes Heberwehr                          |
| * <b>UWA</b> -Drossel   | - unterwassergesteuerte Abflußdrossel                |
| * <b>RSK</b>            | - Hochwasser-Rückstauklappe                          |
| * <b>AWS</b> -Spülkippe | - automatisch wirkende Spülkippe zur Beckenreinigung |

Seit über 10 Jahren verstehen wir uns als „**Partner der Wasserwirtschaft**“ und genießen in Fachkreisen den Ruf, qualitativ hochwertige Arbeit zu leisten.

### **Hydro-Systemtechnik GmbH**

Caspar-David-Friedrich-Str. 37

D-01217 Dresden

Telefon: 0351-4716421/ Fax: 0351-4641872



# INTEGRATION KEIN PROBLEM...

Industrielle Bildverarbeitung  
mit EPSa Image und EPSa HSDS

Modulare Meßdaten-  
erfassung und Steuerung  
mit dem System MFB 1600

Datenlogger, Labor- und  
Prozeßmeßgeräte

Rufen Sie uns  
einfach an!

☎ 03671/  
595120

Kontakten  
Sie uns bei  
den Messen:

MessComp  
Wiesbaden  
5.-7.9.95  
Halle 4  
Stand 447/448

IDENT/VISION  
Stuttgart  
11.-13.10.95  
Halle 7.0. - 018

INTERKAMA  
Düsseldorf  
30.10.-4.11.95  
Halle 10 - B04



Elektronik & Präzisionsbau Saalfeld GmbH  
Remschützer Straße 1 · D-07318 Saalfeld  
Telefon 03671/595-0 · Fax 03671/595-100



---

**Bisher erschienene Mitteilungen:**

- Nr. 1    1989   Römisch, Klaus  
                    Empfehlung zur Bemessung von Hafeneinfahrten  
                    Lattermann, Eberhard  
                    Bemessungsgrundlagen für Dichtungen und Deckwerke im  
                    Wasserbau
- Nr. 2    1990   Krüger, Frank  
                    Schubspannungsverteilungen in offenen, geradlinigen Trapez-  
                    und Rechteckgerinnen  
                    Martin, Helmut; Pohl, Reinhard  
                    Überflutungssicherheit von Talsperren
- Nr. 3    1990   Pohl, Reinhard  
                    Die Entwicklung der wasserbaulichen Lehre und Forschung  
                    an der Technischen Universität Dresden  
                    Pohl, Reinhard  
                    Die Berechnung der auf- und überlaufvermindernden  
                    Wirkungen von Wellenumlenkern im Staudammbau
- Nr. 4    1991   Haufe, Ellen  
                    Hydromechanische Untersuchungen von Mischungs-,  
                    Flockungs- und Sedimentationsprozessen in der  
                    Trinkwasseraufbereitung
- Nr. 5    1994   Wasserbaukolloquium 1993  
                    Die Elbe – Wasserstraße und Auen
- Nr. 6    1995   Wasserbaukolloquium 1994  
                    Wasserkraft und Umwelt
- Nr. 7    1995   Wasserbaukolloquium '95  
                    Hydromechanische Beiträge zum Betrieb von Kanalnetzen





Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.H. Hubert Engels  
(1854 - 1945)



TU Dresden

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

## Institutsvorstand

- Prof.-Dr.-Ing. habil. H.-B. Horlacher, geschäftsführ. Direktor  
Prof.-Dr.-Ing. habil. H. Martin, stellvertretender Direktor  
Prof.-Dr.-Ing. habil. H. Wagner, stellvertretender Direktor

## Lehrstühle

### Konstruktiver Wasserbau

Prof.-Dr.-Ing. habil. H.-B. Horlacher  
☎ (0351) 463 4397

### Technische Hydromechanik

Prof.-Dr.-Ing. habil. H. Martin  
☎ (0351) 463 4526

### Fluß- und Seebau

Prof.-Dr.-Ing. habil. H. Wagner  
☎ (0351) 463 4397

## Wissenschaftliche Mitarbeiter

- Doz. Dr.-Ing. D. Aigner,  
Leiter des Hubert-Engels-Laboratoriums ☎ (0351) 463 4725  
Dipl.-Ing. D. Carstensen ☎ (0351) 463 3524  
Dipl.-Ing. C. Cherubim ☎ (0351) 463 4685  
Dr.-Ing. H.-G. Coers ☎ (0351) 463 5331  
Dipl.-Ing. S. Dornack ☎ (0351) 463 2399  
Dipl.-Ing. R. Elze ☎ (0351) 463 3676  
apl. Prof. Dr.-Ing. habil. E. Lattermann ☎ (0351) 463 2964  
Dipl.-Ing. H. Martin ☎ (0351) 463 4019  
Dipl.-Ing. U. Müller ☎ (0351) 463 6119  
Dr.-Ing. R. Pohl ☎ (0351) 463 5693  
Dipl.-Ing. J. Wilhelm ☎ (0351) 463 3524

TU Dresden Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

☐ 01 069 Dresden, George-Bähr-Straße 1  
Beyer-Bau der TU Dresden, Zimmer 82 - 84 und 47 - 54  
☐ 01 062 Dresden ☎ (0351) 463 4397 ☎ (0351) 463 7120  
e-mail: wb\_thm@bbbs5.bau.tu-dresden.de  
telex 02278 teunidd

## Forschungsaktivitäten

- Betriebseinrichtungen an Stauanlagen
- Berechnung und Messung von transienten Ein- und Mehrphasenströmungen in Druckrohrleitungen
- Stabilitätsuntersuchungen für überströmbare Dämme
- Überflutungssicherheit von Talsperren
- Schubspannungsverteilung in offenen, gekrümmten Gerinnen
- Naturnahe Gestaltung von Fließgewässern
- Materialverhalten von bituminösen Dichtungen
- Deckschichten im Wasserbau
- hydromechanische Aspekte der Mischungs- und Flockungsprozesse in der Wasseraufbereitung
- Anlagenhydraulik, Turbulenzmodelle
- Hochwasserschutz im Binnen- und Küstenbereich
- Uferausbildung unter Wellenbelastung

- bauwerksnahe Wellenbewegung im Seebau und an Stauanlagen, Wellendämpfung
- Schraubenstrahleinwirkung
- Dichtungen im Wasserbau
- Physikalische und numerische Modellversuche zu den genannten Problemkreisen
- Anfertigung von Gutachten zu allen wasserbaulichen und hydromechanischen Aufgabenstellungen

Im Hubert-Engels-Laboratorium, das bereits 1898 als erstes ständiges Wasserbaulabor der Welt gegründet worden ist, besteht die Möglichkeit, hydraulische Modellversuche für zahlreiche Aufgaben aus dem Bereich des Wasserbaus durchzuführen. Dazu zählen u.a. Druck-, Geschwindigkeits-, Turbulenz- und Durchflußmessungen und Versuche zu speziellen Anlagen des Wasserbaus, der Wasseraufbereitung oder zu mit Flüssigkeiten durchströmten Industrieanlagen.

## Ausstattung

### Hubert - Engels - Laboratorium

im Gebäude der Fakultät Bauingenieurwesen

- Laborräume, Wasserkreislauf  
( $A = 650 \text{ m}^2$ ,  $Q = 300 \text{ l/s}$ )
- Flußbaurinne  $l = 30 \text{ m}$   $b = 2 \text{ m}$
- Glasrinne  $l = 32 \text{ m}$   $b \cdot h = 0.80 \cdot 0.80 \text{ m}^2$
- Kipp Rinne  $l = 10 \text{ m}$   $b \cdot h = 0.30 \cdot 0.40 \text{ m}^2$   
(mögliche Neigung  $13^\circ$ )
- Rohrleitungsversuchsstand
- überdachte Freifläche ca.  $165 \text{ m}^2$  mit Anschluß an Wasserkreislauf
- Durchflußmeßgeräte (volumetrisch, Eichwehre, IDM voll- und teilgefüllt, Venturi)
- Geschwindigkeitsmeßgeräte (Laser-Doppler-Anemometer ein- und mehrdimensional, Mikroflügel,

- induktive Geschwindigkeitssonden, Ultraschallsonden, Staurohr, Bildauswertung)
- Wasserstands- und Druckmeßgeräte (Pegel, Drucksonden, Ultraschall, Wellenpegel u.a.)
- Schwingungsmeßgeräte
- Schubspannungsmeßgeräte
- Geräte zur automatischen Meßwerterfassung
- Videotechnik mit Schnittplatz
- Werkstätten

### Freigelände im Weißeritztal bei Dresden

( $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $I = 2 \%$ )

### Computernetz

PC-Ausstattung, IBM/RISC 6000,  
Anschluß an das Campusnetz der TU und Internet,  
Zugriff zum Universitätsrechenzentrum

### Bibliothek